

**T.C.  
BALIKESİR ÜNİVERSİTESİ  
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ  
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI**



**İKİNCİ KEZ GÜÇLENDİRİLMİŞ BETONARME KOLONLARIN  
DENEYSEL OLARAK İNCELENMESİ**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ**

**BÜLENT HALİS**

**BALIKESİR, MAYIS - 2019**

**T.C.  
BALIKESİR ÜNİVERSİTESİ  
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ  
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI**



**İKİNCİ KEZ GÜÇLENDİRİLMİŞ BETONARME KOLONLARIN  
DENEYSEL OLARAK İNCELENMESİ**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ**

**BÜLENT HALİS**

**Jüri Üyeleri: Dr. Öğr. Üyesi Hasan ELÇİ (Tez Danışmanı)**

**Prof. Dr. Hikmet Hüseyin ÇATAL**

**Dr. Öğr. Üyesi Altuğ YAVAŞ**

**BALIKESİR, MAYIS - 2019**

## KABUL VE ONAY SAYFASI

**Bülent HALİS** tarafından hazırlanan **“İKİNCİ KEZ GÜÇLENDİRİLMİŞ BETONARME KOLONLARIN DENEYSEL OLARAK İNCELENMESİ”** adlı tez çalışmasının savunma sınavı 31.05.2019 tarihinde yapılmış olup aşağıda verilen jüri tarafından oy birliği ile Balıkesir Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı Yüksek Lisans Tezi olarak kabul edilmiştir.

Jüri Üyeleri

İmza

Danışman  
Dr. Öğr. Üyesi Hasan ELÇİ



Üye  
Prof. Dr. Hikmet Hüseyin ÇATAL



Üye  
Dr. Öğr. Üyesi Altuğ YAVAŞ



Jüri üyeleri tarafından kabul edilmiş olan bu tez Balıkesir Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Yönetim Kurulunca onanmıştır.

Fen Bilimleri Enstitüsü Müdürü

Prof. Dr. Necati ÖZDEMİR

.....

**Bu tez çalışması Balıkesir Üniversitesi Rektörlüğü Bilimsel Araştırma Projeleri Birimi tarafından 2016/135 nolu proje ile desteklenmiştir.**

## ÖZET

**İKİNCİ KEZ GÜÇLENDİRİLMİŞ BETONARME KOLONLARIN  
DENEYSEL OLARAK İNCELENMESİ  
YÜKSEK LİSANS TEZİ  
BÜLENT HALİS  
BALIKESİR ÜNİVERSİTESİ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ  
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI  
(TEZ DANIŞMANI: DR. ÖĞR. ÜYESİ HASAN ELÇİ)  
BALIKESİR, 2019**

Onarım görmüş bir bina için güçlendirme veya yıkım kararı alınırken ekonomik değerlendirmenin yanında bazı önemli kriterlerin de göz önüne alınması gerekmektedir. Yapının bulunduğu ülke için tarihsel ve manevi değeri, yapının şehrin simgesi niteliğinde olup olmadığı, binanın servis ömrünün tamamlayıp tamamlamadığı, çevresel şartlar, teknolojik olanaklar, yıkılıp yeniden yapım olanakları vb. durumlar nedeniyle binayı güçlendirmek ekonomik olarak uygun olmasa dahi tercih edilebilir.

Hasar görmüş yapı ya da yapı elemanı, yapı hasar aldıktan sonra göreceği onarım ile ancak ilk dayanımına ulaştırılabilir. Yaptığımız deneylerde ve önceden yapılmış çalışmalar incelendiğinde, çoğunlukla ilk dayanımına dahi ulaşamadığı görülmektedir. Yapı ya da yapı elemanı ilk dayanımındayken dahi hasar aldığına göre, tamir harcı ile onarım gördüğünde, hasar almasına neden olan kuvvet tekrar etkidiğinde aynı hasar, hatta daha fazla hasar oluşacaktır. Bu nedenle onarım görmüş yapı aynı zamanda güçlendirmeye de ihtiyaç duyabilir.

Yapılan çalışmada onarım görmüş kolonların güçlendirilmesi incelenmiştir ve bunun üzerine deneyler gerçekleştirilmiştir. Çalışmadan beklenen sonuç, ilk duruma göre daha yüksek taşıma kapasitesi ve süneklik elde etmektir. Çalışma sonucunda ilk durumdaki kolonların taşıma kapasiteleri ve süneklik düzeylerinin, hasar alıp *onarılmış* kolonların taşıma kapasiteleri ve süneklik düzeylerinden daha yüksek olduğu görülmüştür. Onarımdan sonra *kırılan ve güçlendirilen* kolonların taşıma kapasiteleri ve süneklik düzeylerinin ise ilk duruma göre daha yüksek çıkması hedeflenmektedir.

**ANAHTAR KELİMELER:** Onarım, güçlendirme, betonarme kolon, deprem performansı, CFRP, XTRACT

## **ABSTRACT**

### **EXPERIMENTAL ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE COLUMNS RETROFIT FOR THE SECOND TIME**

**MSC THESIS**

**BÜLENT HALİS**

**BALIKESİR UNIVERSITY INSTITUTE OF SCIENCE**

**CIVIL ENGINEERING**

**(SUPERVISOR: ASSIST. PROF. DR. HASAN ELÇİ)**

**BALIKESİR, 2019**

Economic feasibility and some other important factors should be considered while considering previously repaired structures for retrofit or demolition. These factors, including historical and nonmonetary value of the building, whether it has a symbolic value for the city, economic lifespan, environmental conditions, technologic means, and rebuilding methods, can be favorable even if they are not economically viable.

Damaged buildings or structural components can gain their original load bearing capability only after repaired. Our experiments and other studies from the literature show that these structures rarely gain their original strength back. Repaired structures usually damaged again when forces that cause the damage are applied. Therefore, repaired structures also must be retrofit.

This study evaluates retrofit of previously repaired columns with experimental analyses. It is aimed to have a greater load bearing capacity and ductility compared to the original state of the structure. Results showed that repaired columns have lower strength and ductility than their original conditions before the damage. The goal is to have a better load bearing capacity and ductility for columns that have been retrofit after repair.

**KEYWORDS:** Repair, retrofit, reinforced concrete, seismic performance, CFRP,  
XTRACT

# İÇİNDEKİLER

## Sayfa

<b>ÖZET</b> .....	<b>i</b>
<b>ABSTRACT</b> .....	<b>ii</b>
<b>İÇİNDEKİLER</b> .....	<b>iii</b>
<b>ŞEKİL LİSTESİ</b> .....	<b>v</b>
<b>TABLO LİSTESİ</b> .....	<b>ix</b>
<b>SEMBOL LİSTESİ</b> .....	<b>x</b>
<b>ÖNSÖZ</b> .....	<b>xiii</b>
<b>1. GİRİŞ</b> .....	<b>1</b>
1.1 Daha Önce Yapılan Çalışmalar .....	2
1.2 Amaç ve Kapsam.....	12
<b>2. BETONARME MALZEMENİN DAVRANIŞI VE MODELLENMESİ</b> .....	<b>14</b>
2.1 Beton Davranışı ve Beton için Kabul Edilen Bünye Denklemi .....	14
2.1.1 Beton Tanımı .....	14
2.1.2 Beton Sınıfları ve Betonun Basınç Dayanımı.....	16
2.1.3 Betonun Çekme Dayanımı.....	17
2.1.4 Sargılı ve Sargısız Beton Modelleri.....	18
2.1.4.1 Kent-Park ve Geliştirilmiş Kent-Park Modeli.....	19
2.1.4.2 Chan Modeli.....	20
2.1.4.3 Mander Modeli.....	20
2.2 Donatı Davranışı ve Donatı için Kabul Edilen Bünye Denklemi.....	22
2.2.1 Donatı Tanımı .....	22
2.2.2 Donatı Çeliği Modeli .....	24
2.2.3 Aderans Tanımı .....	25
<b>3. BETONARME YAPILARIN ONARIM VE GÜÇLENDİRİLMESİ</b> .....	<b>28</b>
3.1 Giriş.....	28
3.1.1 Döşeme hasarı.....	29
3.1.2 Kirişlerde oluşan hasarlar .....	31
3.1.3 Kolonlarda oluşan hasarlar .....	33
3.1.3.1 Kolonda kesme hasarı .....	35
3.1.3.2 Kolonlarda basınç kırılması .....	35
3.1.4 Kolon-kiriş birleşim bölgesi hasarı.....	36
3.1.5 Perde hasarları .....	37
3.1.5.1 Kesme çatlakları.....	38
3.1.5.2 Eğilme çatlakları .....	38
3.1.5.3 Kesme hasarı .....	39
3.1.6 Temel hasarları .....	40
3.2 Güçlendirme Yöntemleri.....	41
3.2.1 Kolonların Sarılması.....	43
3.2.1.1 Betonarme Sargı.....	43
3.2.1.2 Çelik Sargı.....	44
3.2.1.3 Lifli Polimer (LP) Sargı .....	44

3.2.1.3.1 Kolonların Kesme Dayanımının Arttırılması .....	45
3.2.1.3.2 Kolonların Eksenel Basınç Dayanımının Arttırılması.....	46
3.2.1.3.3 Kolonların Sünekliğinin Arttırılması.....	47
3.2.1.3.4 Yetersiz Bindirme Boyu için Kolonlarda Sargılama.....	48
3.2.1.3.5 Betonarme Kolon-Kiriş Birleşim Bölgelerinin Güçlendirilmesi.....	49
<b>4. DENEYSEL ÇALIŞMA .....</b>	<b>50</b>
4.1 Kolon Numunelerinin Hazırlanması ve Deney Düzenegi .....	51
4.2 Kolon Numunelerinin Kırılması (1. Deneyler) .....	60
4.2.1 SA414 Numune Bilgileri ve Deney Sonuçları.....	61
4.2.2 SA812 Numune Bilgileri ve Deney Sonuçları.....	63
4.2.3 SZ414 Numune Bilgileri ve Deney Sonuçları .....	65
4.2.4 SZ812 Numune Bilgileri ve Deney Sonuçları .....	67
4.3 Kolon Numunelerinin Onarımı.....	69
4.4 Onarım Görmüş Kolon Numunelerinin Kırılması (2. Deneyler) .....	71
4.4.1 SA414 Deney Sonuçları .....	71
4.4.2 SA812 Deney Sonuçları .....	73
4.4.3 SZ414 Deney Sonuçları .....	74
4.4.4 SZ812 Deney Sonuçları .....	75
4.5 Kolon Numunelerinin Güçlendirilmesi .....	77
4.6 Güçlendirilmiş Kolon Numunelerinin Kırılması (3. Deneyler) .....	80
4.6.1 SA414 Deney Sonuçları .....	80
4.6.2 SA812 Deney Sonuçları .....	81
4.6.3 SZ414 Deney Sonuçları .....	82
4.6.4 SZ812 Deney Sonuçları .....	84
4.7 Deney Sonuçlarının Karşılaştırılması.....	85
4.7.1 Hasarsız Numune Deneyleri (1. Deneyler).....	86
4.7.1.1 Deney Sonuçlarının Birbiriyle Karşılaştırılması .....	86
4.7.1.2 Deney Sonuçlarının Teorik Çözümlerle (XTRACT) Karşılaştırılması.....	88
4.7.2 Hasarsız Numuneler (1. deney) ve Onarılmış Numuneler (2. deney) Sonuçlarının Karşılaştırılması .....	111
4.7.3 Hasarsız Numune (1. deney) ve FRP ile Güçlendirilmiş Numune (3. deney) Deney Sonuçlarının Karşılaştırılması .....	114
4.7.4 Beton Dayanımı ve Sargılamanın Kolonların Deprem Performansına Etkisi .....	118
<b>5. SONUÇLAR VE ÖNERİLER .....</b>	<b>123</b>
<b>6. KAYNAKLAR .....</b>	<b>126</b>



# ŞEKİL LİSTESİ

## Sayfa

Şekil 2.1: Kent-Park tarafından önerilen gerilme-şekil değiştirme modeli [41].	19
Şekil 2.2: Chan tarafından önerilen gerilme-şekil değiştirme modeli [41]	20
Şekil 2.3: Mander tarafından önerilen gerilme-şekil değiştirme modeli [35]	21
Şekil 2.4: TBDY 2018'e göre donatı modeli [35]	25
Şekil 2.5: Donatı etrafındaki betonda meydana gelen çatlamlar ve gerilme durumu	26
Şekil 3.1: Hasarlı döşemede çatlak ve sehim	30
Şekil 3.2: Kirişsiz döşemede zımbalama hasarı	30
Şekil 3.3: Kirişte oluşabilecek eğilme çatlakları	31
Şekil 3.4: Kirişte oluşabilecek kesme çatlakları	31
Şekil 3.5: Kirişte uçlarında mafsallaşma	32
Şekil 3.6: Bağ kirişi x kesme çatlakları	32
Şekil 3.7: Depreme dayanıklı yapılarda kolonlarda mafsal oluşumu	34
Şekil 3.8: Kolonlarda mafsallaşmaların ileri aşaması	34
Şekil 3.9: Kolonlarda kesme hasarı	35
Şekil 3.10: Kolonlarda basınç hasarı	36
Şekil 3.11: a) Güçlü kolon ve b) Güçlü kiriş durumunda kolon-kiriş birleşim bölgesi hasarı	36
Şekil 3.12: Göçme mekanizması 1) Kuvvetli kiriş-zayıf kolon ve 2) Kuvvetli kolon zayıf kiriş	37
Şekil 3.13: Perdelerde kesme çatlakları	38
Şekil 3.14: Perdelerde eğilme çatlakları hasar biçimi	38
Şekil 3.15: Boşluklu perdelerde hasar biçimi	39
Şekil 3.16: Perdelerde kayma çatlakları	40
Şekil 3.17: Burulma çatlakları oluşmuş bir perde duvar	40
Şekil 3.18: Zemin sıvılaşması	41
Şekil 3.19: Kolon ve kirişlerde LP tam sargı [35]	46
Şekil 3.20: Farklı geometrik şekillerdeki kolonların LP sargı hesabı için yuvarlatma yarıçapları [35]	47
Şekil 4.1: Kolon numunelerinin bilgileri	51
Şekil 4.2: Numune Kalıpları	52
Şekil 4.3: Donatıların kalıba yerleştirilmesi	52
Şekil 4.4: Pres makinesine numunenin yerleştirilmesi ve basınç kuvveti uygulanması	53
Şekil 4.5: Donatı çekme deneyi	55
Şekil 4.6: $\phi 8$ için gerilme-şekil değiştirme eğrisi	55
Şekil 4.7: $\phi 12$ için gerilme-şekil değiştirme eğrisi	56
Şekil 4.8: $\phi 14$ için gerilme-şekil değiştirme eğrisi	56
Şekil 4.9: Deney Düzenegi	58
Şekil 4.10: Deney Düzenegi	58
Şekil 4.11: Deplasman esaslı yükleme profili	60
Şekil 4.12: SA414 numunesinin enkesiti	61

<b>Şekil 4.13:</b> SA414-2 numunesine ait yatay yük-deplasman ve moment-eğrilik grafikleri	62
<b>Şekil 4.14:</b> SA414-4 numunesine ait yatay yük-deplasman ve moment-eğrilik grafikleri	62
<b>Şekil 4.15:</b> SA812 numunesinin enkesiti	63
<b>Şekil 4.16:</b> SA812-5 numunesine ait yatay yük-deplasman ve moment-eğrilik grafikleri	64
<b>Şekil 4.17:</b> SA812-7 numunesine ait yatay yük-deplasman ve moment-eğrilik grafikleri	64
<b>Şekil 4.18:</b> SZ414 numunesinin enkesiti	65
<b>Şekil 4.19:</b> SZ414-6 numunesine ait yatay yük-deplasman ve moment-eğrilik grafikleri	66
<b>Şekil 4.20:</b> SZ414-8 numunesine ait yatay yük-deplasman ve moment-eğrilik grafikleri	66
<b>Şekil 4.21:</b> SZ812 numunesinin enkesiti	67
<b>Şekil 4.22:</b> SZ812-1 numunesine ait yatay yük-deplasman ve moment-eğrilik grafikleri	68
<b>Şekil 4.23:</b> SZ812-3 numunesine ait yatay yük-deplasman ve moment-eğrilik grafikleri	69
<b>Şekil 4.24:</b> Kabuk betonunun temizlenmesi	69
<b>Şekil 4.25:</b> Onarımları yapılmış numuneler	70
<b>Şekil 4.26:</b> Onarım sırasında oluşan boşlukların doldurulması	70
<b>Şekil 4.27:</b> SA414-2 numunesine ait yatay yük-deplasman ve moment-eğrilik grafikleri	71
<b>Şekil 4.28:</b> SA414-4 numunesine ait yatay yük-deplasman ve moment-eğrilik grafikleri	72
<b>Şekil 4.29:</b> SA812-5 numunesine ait yatay yük-deplasman ve moment-eğrilik grafikleri	73
<b>Şekil 4.30:</b> SA812-7 numunesine ait yatay yük-deplasman ve moment-eğrilik grafikleri	73
<b>Şekil 4.31:</b> SZ414-6 numunesine ait yatay yük-deplasman ve moment-eğrilik grafikleri	74
<b>Şekil 4.32:</b> SZ414-8 numunesine ait yatay yük-deplasman ve moment-eğrilik grafikleri	75
<b>Şekil 4.33:</b> SZ812-1 numunesine ait yatay yük-deplasman ve moment-eğrilik grafikleri	75
<b>Şekil 4.34:</b> SZ812-3 numunesine ait yatay yük-deplasman ve moment-eğrilik grafikleri	76
<b>Şekil 4.35:</b> FRP uygulamasının yapılışı	78
<b>Şekil 4.36:</b> SA414-4 numunesine ait yatay yük-deplasman ve moment-eğrilik grafikleri	80
<b>Şekil 4.37:</b> SA414-2 numunesine ait yatay yük-deplasman ve moment-eğrilik grafikleri	80
<b>Şekil 4.38:</b> SA812-7 numunesine ait yatay yük-deplasman ve moment-eğrilik grafikleri	81

<b>Şekil 4.39:</b> SA812-5 numunesine ait yatay yük-deplasman ve moment-eğrilik grafikleri	82
<b>Şekil 4.40:</b> SZ414-6 numunesine ait yatay yük-deplasman ve moment-eğrilik grafikleri	82
<b>Şekil 4.41:</b> SZ414-8 numunesine ait yatay yük-deplasman ve moment-eğrilik grafikleri	83
<b>Şekil 4.42:</b> SZ812-1 numunesine ait yatay yük-deplasman ve moment-eğrilik grafikleri	84
<b>Şekil 4.43:</b> SZ812-3 numunesine ait yatay yük-deplasman ve moment-eğrilik grafikleri	84
<b>Şekil 4.44:</b> SA414 numunelerine ait yatay yük-deplasman ve moment-eğrilik zarf grafikleri	86
<b>Şekil 4.45:</b> SA812 numunelerine ait yatay yük-deplasman ve moment-eğrilik zarf grafikleri	87
<b>Şekil 4.46:</b> SZ414 numunelerine ait yatay yük-deplasman ve moment-eğrilik zarf grafikleri	87
<b>Şekil 4.47:</b> SZ812 numunelerine ait yatay yük-deplasman ve moment-eğrilik zarf grafikleri	88
<b>Şekil 4.48:</b> Enine donatı bilgileri	89
<b>Şekil 4.49:</b> Kolon kesit bilgileri	89
<b>Şekil 4.50:</b> Kabuk betonu modeli	90
<b>Şekil 4.51:</b> Çekirdek betonu sargı detayları	91
<b>Şekil 4.52:</b> Çekirdek betonu ezilme şekil değiştirmesi	91
<b>Şekil 4.53:</b> Çekirdek betonu modeli	92
<b>Şekil 4.54:</b> Boyuna donatı modeli	92
<b>Şekil 4.55:</b> Kesitin sonlu elemanlara bölünmüş hali	93
<b>Şekil 4.56:</b> Moment-eğrilik grafiği için çözüm şeklinin girilmesi	93
<b>Şekil 4.57:</b> Moment-eğrilik grafiği	94
<b>Şekil 4.58:</b> Moment-eğrilik sonuçlarının sayısal olarak gösterilmesi	94
<b>Şekil 4.59:</b> Moment-eğrilik raporu	95
<b>Şekil 4.60:</b> SA812 ve SZ812 numuneleri enkesiti	97
<b>Şekil 4.61:</b> SA414-2 GÖ Performans düzeyi için numune hasar düzeyi	102
<b>Şekil 4.62:</b> SA414-2 KH Performans düzeyi için numune hasar düzeyi	103
<b>Şekil 4.63:</b> SA414-2 SH Performans düzeyi için numune hasar düzeyi	104
<b>Şekil 4.64:</b> SA414-2 numunesi hasar sınırlarına karşılık gelen hasar durumları	105
<b>Şekil 4.65:</b> SA414-2 numunesi Yatay Yük-Deplasman (P-Δ) ve Moment-Eğrilik (M-φ) diyagramları	106
<b>Şekil 4.66:</b> SA414-4 numunesi Yatay Yük-Deplasman (P-Δ) ve Moment-Eğrilik (M-φ) diyagramları	106
<b>Şekil 4.67:</b> SA812-5 numunesi hasar sınırlarına karşılık gelen hasar durumları	107
<b>Şekil 4.68:</b> SA812-5 numunesi Yatay Yük-Deplasman (P-Δ) ve Moment-Eğrilik (M-φ) diyagramları	107
<b>Şekil 4.69:</b> SA812-7 numunesi Yatay Yük-Deplasman (P-Δ) ve Moment-Eğrilik (M-φ) diyagramları	107
<b>Şekil 4.70:</b> SZ414-6 numunesi hasar sınırlarına karşılık gelen hasar durumları	108

<b>Şekil 4.71:</b> SZ414-6 numunesi Yatay Yük-Deplasman (P-Δ) ve Moment-Eğrilik (M-φ) diyagramları .....	108
<b>Şekil 4.72:</b> SZ414-8 numunesi Yatay Yük-Deplasman (P-Δ) ve Moment-Eğrilik (M-φ) diyagramları .....	109
<b>Şekil 4.73:</b> SZ812-1 numunesi hasar sınırlarına karşılık gelen hasar durumları .....	109
<b>Şekil 4.74:</b> SZ812-1 numunesi Yatay Yük-Deplasman (P-Δ) ve Moment-Eğrilik (M-φ) diyagramları .....	110
<b>Şekil 4.75:</b> SZ812-3 numunesi Yatay Yük-Deplasman (P-Δ) ve Moment-Eğrilik (M-φ) diyagramları .....	110
<b>Şekil 4.76:</b> SA414 numuneleri 1. deney ve 2. deney yatay yük-deplasman zarf grafiği .....	111
<b>Şekil 4.77:</b> SA812 numuneleri 1. deney ve 2. deney yatay yük-deplasman zarf grafiği .....	112
<b>Şekil 4.78:</b> SZ414 numuneleri 1. deney ve 2. deney yatay yük-deplasman zarf grafiği	112
<b>Şekil 4.79:</b> SZ812 numuneleri 1. deney ve 2. deney yatay yük-deplasman zarf grafiği	113
<b>Şekil 4.80:</b> SA414 numuneleri 1. deney ve 3. deney yatay yük-deplasman zarf grafiği .....	114
<b>Şekil 4.81:</b> SA812 numuneleri 1. deney ve 3. deney yatay yük-deplasman zarf grafiği .....	115
<b>Şekil 4.82:</b> SZ414 numuneleri 1. deney ve 3. deney yatay yük-deplasman zarf grafiği	116
<b>Şekil 4.83:</b> SZ812 numuneleri 1. deney ve 3. deney yatay yük-deplasman zarf grafiği	117
<b>Şekil 4.84:</b> SA414-2 ve SA414-4 3. deney yatay yük-deplasman zarf grafiği.....	119
<b>Şekil 4.85:</b> SA812-5 ve SA812-7 3. deney yatay yük-deplasman zarf grafiği.....	120
<b>Şekil 4.86:</b> SZ414-8 ve SZ414-6 3. deney yatay yük-deplasman zarf grafiği.....	120
<b>Şekil 4.87:</b> SZ812-3 ve SZ812-1 3. deney yatay yük-deplasman zarf grafiği.....	121

## TABLO LİSTESİ

### Sayfa

<b>Tablo 2.1:</b> Normal ve ağır beton için basınç dayanımı sınıfları [40] .....	17
<b>Tablo 2.2:</b> Betonarme çeliğin sınıfları ve mekanik özellikleri [43] .....	23
<b>Tablo 2.3:</b> Donatı çeliklerine ait bilgiler [35] .....	25
<b>Tablo 4.1:</b> Beton basınç deneyi sonuçları .....	54
<b>Tablo 4.2:</b> Çelik çekme deneyi sonuçları .....	57
<b>Tablo 4.3:</b> Kolon numunelerine ait genel bilgiler .....	60
<b>Tablo 4.4:</b> SA414 numune bilgileri .....	61
<b>Tablo 4.5:</b> SA812 numune bilgileri .....	63
<b>Tablo 4.6:</b> SZ414 numune bilgileri .....	65
<b>Tablo 4.7:</b> SZ812 numune bilgileri .....	68
<b>Tablo 4.8:</b> Deneyleerde kullanılan karbon elyafın özellikleri .....	79
<b>Tablo 4.9:</b> 3. deneyler için kolon numunelere ait genel bilgiler .....	79
<b>Tablo 4.10:</b> Hasar sınırlarına karşılık gelen dönme, şekil değiştirme ve deplasman değerleri .....	105

## SEMBOL LİSTESİ

$A_{sh}$	:	Enine donatı alanı (dikdörtgen kesit) ( $mm^2$ )
$A_s$	:	Boyuna donatı alanı
$A_{os}$	:	Enine donatının alanı (dairesel kesit) ( $mm^2$ )
$a_i$	:	Yatayda bir etriye kolu veya çiroz tarafından mesnetlenen boyuna donatıların eksenleri arasındaki uzaklık (mm)
$b_o$	:	Göbek betonunu sargılayan etriyelerin eksenleri arasında kalan kesit boyutu (mm)
$b_k$	:	Çekirdek boyutu (en dıştaki enine donatı eksenleri arasındaki uzaklık (mm)
$b$	:	Kesit genişliği
$b_w$	:	Kirişin gövde genişliği
$d$	:	Kirişin ve kolonun faydalı yüksekliği
$d'$	:	Beton örtüsü kalınlığı
$d_b$	:	Boyuna donatı çapı (çekmede ortalama) (m)
$d_y$	:	Kesit boyutu (mm)
$E_d$	:	Doğrultu birleştirmesi uygulanmış tasarıma esas toplam deprem etkisi
$E_c$	:	Betonun elastisite modülü
$E_s$	:	Donatı çeliğinin elastisite modülü
$E_f$	:	Lifli polimerin elastisite modülü
$f_c$	:	Sargılı betonun basınç gerilmesi
$f_{ce}$	:	Betonun ortalama (beklenen) basınç dayanımı (MPa)
$f_{cc}$	:	Lifli polimerle sargılanmış betonun basınç dayanımı
$f_{ck}$	:	Betonun karakteristik basınç dayanımı (MPa)
$f_{ck,cyl}$	:	Betonun karakteristik silindir basınç dayanımı (MPa)
$f_{ck,cube}$	:	Betonun karakteristik küp basınç dayanımı (MPa)
$f_{ctm}$	:	Betonun deneylerden elde edilen ortalama çekme dayanımı (MPa)
$f_{co}$	:	Sargısız betonun basınç dayanımı (MPa)
$f_{ctk}$	:	Betonun karakteristik eksenel çekme dayanımı (MPa)
$f_e$	:	Etkili sargılama basıncı
$f_{ywe}$	:	Enine donatının ortalama (beklenen) akma dayanımı (MPa)
$f_{yw}$	:	Enine donatının akma dayanımı
$f_{ym}$	:	Mevcut çelik akma dayanımı
$f_{cd}$	:	Beton basınç dayanımı
$f_{cm}$	:	Mevcut beton basınç dayanımı
$f_{hs}$	:	Enine donatıda 0.001'lik birim uzamaya karşılık gelen yanal basınç
$f_{\ell hs}$	:	Enine donatıdaki 0.001'lik birim uzama durumunda enine donatı ve lifli polimerin sağlaması gereken toplam yanal basınç
$f_1$	:	Lifli polimerin sağladığı yanal basınç

$f_y$	:	Taşıyıcı sistemin akma dayanımı
$f_s$	:	Donatı çeliğindeki gerilme
$f_{sy}$	:	Donatı çeliğinin akma dayanımı
$f_{ye}$	:	Çeliğin ortalama (beklenen) akma dayanımı (MPa)
$f_{su}$	:	Donatı çeliğinin kopma dayanımı
$f_y$	:	Donatı akma dayanımı (MPa)
$f_{yk}$	:	Çeliğin karakteristik akma dayanımı (MPa)
$f_{u_0}$	:	Donatı nihai dayanımı (MPa)
<b>GÖ</b>	:	Göçmenin Önlenmesi
$h$	:	Çalışan doğrultudaki kesit boyutu
$h_0$	:	Göbek betonunu sargılayan etriyelerin eksenleri arasında kalan kesit boyutu (mm)
$k_e$	:	Sargılama Etkinlik Katsayısı
$K_a$	:	Kesit şekil etkinlik katsayısı
<b>KH</b>	:	Kontrollü Hasar
$L$	:	Konsol boyu (mm)
$L_p$	:	Plastik mafsal boyu (m)
$L_s$	:	Kesme açıklığı (m)
$L_s$	:	Mevcut bindirme boyu
<b>LP</b>	:	Lifli Polimer
$n$	:	Bindirme yapılmış donatı sayısı
$n_f$	:	Tek yüzdeki LP sargı tabaka sayısı
<b>P</b>	:	Pekleşme bölgesi derecesi
$P$	:	Yatay kuvvet (N)
$p$	:	Çekirdek kesiti çevresi
$r_c$	:	Köşelerde yapılan yuvarlatma yarıçapı
$R_m$	:	Çekme dayanımı (MPa)
$R_{e act}$	:	Deneysel akma dayanımı (MPa)
$R_{e nom}$	:	Karakteristik akma dayanımı (MPa)
$s'$	:	Enine donatı net aralığı (mm)
$s$	:	Sargı donatısı aralığı (m)
$s$	:	Çelik sargıda yatay plakaların aralığı
<b>SH</b>	:	Sınırlı Hasar
$s_f$	:	Lifli polimer şeritlerin eksenden eksene aralığı
$\rho_{sh}$	:	Enine donatı oranı,
$\delta_e$	:	Elastik bölgede yatay deplasman (mm)
$\delta_p$	:	Plastik bölgede yatay deplasman (mm)
$\delta_t$	:	Toplam yatay deplasman (mm)
$\delta$	:	Yatay deplasman (mm)
$\rho$	:	Boyuna donatı oranı
$\rho_s$	:	Toplam enine donatının hacimsel oranı (dikdörtgen kesitlerde $\rho_s = \rho_x + \rho_y$ )
$\rho_f$	:	Lifli polimerin hacimsel oranı

$\rho_x$	:	x doğrultusunda enine donatı hacimsel oranı
$\rho_y$	:	y doğrultusunda enine donatı hacimsel oranı
$\rho_{sm}$	:	Kesitte bulunması gereken enine donatının hacimsel oranı
$\epsilon_c$	:	Betonun basınç birim şekil değiştirme değeri
$\epsilon_{cc}$	:	Sargılanmış beton basınç dayanımına karşı gelen birim kısalma
$\epsilon_{cu}$	:	Sargılı betondaki maksimum basınç birim
$\epsilon_s$	:	Donatı çeliğinin birim şekil değiştirmesi
$\epsilon_{sh}$	:	Donatı çeliğinin pekleşme başlangıcındaki birim şekil değiştirmesi
$\epsilon_{su}$	:	Donatı çeliğinin kopma birim şekil değiştirmesi
$\epsilon_{sy}$	:	Donatı akma birim şekil değiştirmesi
$\epsilon_f$	:	Lifli polimerin etkin birim uzama sınırı
$\epsilon_{fu}$	:	Lifli polimerin kopma birim uzaması
$\lambda_c$	:	Etkili sargılama basıncının fonksiyonu olan katsayı
$\phi$	:	Eğrilik (1/m)
$\Phi$	:	Boyuna donatı çapı
$\alpha_{se}$	:	Sargı donatısı etkinlik katsayısı
$\epsilon_c^{(GÖ)}$	:	Göçmenin Önlenmesi performans düzeyi için izin verilen sargılı beton birim kısalması sınırı
$\epsilon_c^{(KH)}$	:	Kontrollü Hasar performans düzeyi için izin verilen sargılı beton birim kısalması sınırı
$\epsilon_c^{(SH)}$	:	Sınırlı Hasar performans düzeyi için izin verilen sargılı beton birim kısalması sınırı
$\epsilon_s^{(GÖ)}$	:	Göçmenin Önlenmesi performans düzeyi için izin verilen donatı çeliği birim şekil değiştirme sınırı
$\epsilon_s^{(KH)}$	:	Kontrollü Hasar performans düzeyi için izin verilen donatı çeliği birim şekil değiştirme sınırı
$\epsilon_s^{(SH)}$	:	Sınırlı Hasar performans düzeyi için izin verilen donatı çeliği birim şekil değiştirme sınırı
$\epsilon_{su}$	:	Maksimum dayanıma karşı gelen donatı birim uzaması
$\Phi_y$	:	Akma eğriliği (1/m)
$\Phi_u$	:	Göçme öncesi eğrilik (1/m)
$\omega_{we}$	:	Etkin sargı donatısının mekanik donatı oranı
$\rho_{sh}$	:	Gözönüne alınan doğrultuda enine donatının hacimsel oranı
$\rho_{sh,min}$	:	İki yatay doğrultuda hacimsel enine donatı oranının küçük olanı
$\theta_y$	:	Akma durumu için yer değiştirmiş eksen dönmesi (rad)
$\theta_p^{(KH)}$	:	Kontrollü Hasar performans düzeyi için izin verilen plastik dönme sınırı
$\theta_p^{(GÖ)}$	:	Göçmenin Önlenmesi performans düzeyi için izin verilen plastik dönme sınırı
$\theta_p^{(SH)}$	:	Sınırlı Hasar performans düzeyi için izin verilen plastik dönme sınırı
$w_f$	:	Lifli polimer şeridinin genişliği



## ÖNSÖZ

Yüksek Lisans Tezi olarak sunduğum bu çalışmada, tez çalışması süresince konu ve kapsamının oluşturulmasında değerli yardımlarıyla beni yönlendiren ve ufkumu genişleten değerli tez danışmanım Sayın Dr. Öğr. Üyesi Hasan ELÇİ'ye ve üzerimde emeği olan tüm hocalarıma sonsuz teşekkürlerimi sunmayı bir borç bilirim.

Bugünlere gelmemde en büyük pay sahibi olan annem Naime HALİS ile babam Fatih Mehmet HALİS'e ve tez süresince desteğinden dolayı eşim Belgin HALİS'e tüm kalbimle teşekkürlerimi sunarım.

Balıkesir, 2019

Bülent HALİS

## 1. GİRİŞ

Tarih boyunca insanlar deprem, sel, heyelan, çığ, fırtına, tsunami, volkan patlamaları gibi yaşamı olumsuz yönde etkileyen tehlikeler olmasına rağmen doğal afet bölgelerinde yaşamaya devam etmişlerdir. Özellikle sanayi devrimi sonrası köyden şehirlere doğru oluşan göçler sebebiyle plansız ve çarpık büyüyen şehirlerde afet esnasında daha büyük kayıpların yaşanabileceği riskler de ortaya çıkmaktadır. Nüfus artışı ve köyden kente göç nedeniyle kentlerin gelişim alanlarının ve yeni yerleşim alanlarının seçiminde deprem riski, yerleşim yerinin zemin ve topografik özelliklerinin yeterince dikkate alınmadığı düşünüldüğünde, olabilecek yeni depremlerin tarihte yaşananlardan çok daha büyük kayıplara yol açacağı açıktır [1].

Diğer dünya ülkelerinde olduğu gibi ülkemizdeki kentleşmede de ne yazık ki bu durum etkili olmuştur [1]. Yurdumuz dünyanın en etkin deprem kuşaklarından birinin üzerinde bulunmaktadır. Geçmişte yurdumuzda birçok yıkıcı depremler olduğu gibi, gelecekte de sık sık oluşacak depremlerle büyük can ve mal kaybına uğrayacağımız akıldan çıkarılmamalıdır. Yurdumuzun %92'sinin deprem bölgeleri içerisinde olduğu, nüfusumuzun %95'inin deprem tehlikesi altında yaşadığı ve ayrıca büyük sanayi merkezlerinin %98'i ve barajlarımızın %93'ünün deprem bölgesinde bulunduğu bilinmektedir. Son 58 yıl içerisinde depremlerden, 58202 vatandaşımız hayatını kaybetmiş, 122096 kişi yaralanmış ve yaklaşık olarak 411465 bina yıkılmış veya ağır hasar görmüştür. Sonuç olarak denilebilir ki, depremlerden her yıl ortalama 1003 vatandaşımız ölmekte ve 7094 bina yıkılmaktadır [2]. Bu nedenle, depreme dayanıklı yapı tasarlamak ve üretmek kadar, depremde hasar görmüş yapıların onarılma yöntemlerinin bilinmesi de bir zorunluluk halini almıştır [3].

Dünyada meydana gelen depremlerde tespit edilen yapı hasarları ve kayıplar, mevcut tasarım standartlarının ve inşaat kalitesinin yetersizliğinden, yapım hatalarından veya yönetmelik kurallarına uyulmayışından kaynaklandığını göstermektedir. Yaşanan

depremler yapıların depreme dayanıklı tasarım ilkelerine ilişkin birikimleri arttırırken, hasara uğrayan yapıların onarım ihtiyaçlarını ortaya çıkarmıştır. Yeni yapıların deprem koşullarına uygun olarak yapılması ve mevcut yapıların güçlendirilmesi pek çok ülkede hızla büyüyen bir mühendislik alanı haline gelmiştir.

Yapıların güçlendirilmesindeki başlıca sebepler arasında, hesaplarda küçük alınmış yükler yerine, gerçek yük değerlerine karşı dayanıklılığı arttırmak, işlev değişimi veya iyileştirme nedeniyle yük taşıma kapasitesini arttırmak, yetersiz detaylandırmaya bağlı ortaya çıkan erken kırılmaları önlemek, korozyon veya yaşlanmayla oluşan bozulmalara bağlı yük taşıma kapasitesinde meydana gelen kayıpları ortadan kaldırmak gibi etkenler sayılabilir. Bir başka güçlendirme gereği de değişen deprem yönetmelikleri sonucu ortaya çıkmaktadır [4].

Binalarda güçlendirme; hasara neden olacak problemlerin giderilmesi, binanın deprem karşısındaki güvenliğini arttırmak için yeni elemanlar eklenmesi, bina ağırlığının azaltılması, mevcut elemanlarının deprem performansının iyileştirilmesi, kuvvet aktarımında sürekliliğin sağlanması gibi işlemleri içerir [5].

Kolonlar, çerçeve yapı sistemlerinin deprem davranışını belirleyen en önemli yapı elemanlarıdır. Geçmişte meydana gelen bina göçmelerinin pek çoğuna yetersiz kolon davranışı neden olmuştur. Binalardaki kolon göçmelerinin başlıca nedenleri kesme kırılması ve yetersiz süneklik kapasitesidir [6].

## **1.1 Daha Önce Yapılan Çalışmalar**

Betonarme yapıların onarımı ve güçlendirilmesi ile ilgili birçok çalışma yapılmıştır. Güçlendirmeler tüm yapı için düşünülebileceği gibi sadece betonarme eleman düzeyinde de yapılabilmektedir.

Chronopoulos (1986), onarılmış/güçlendirilmiş betonarme kolonların tersinir yük altındaki davranışını incelemiştir. Çalışmada üç değişik teknik kullanmıştır.

Bunlar;

- Eşit kesit metodu ile güçlendirme (aynı dayanımı sağlayabilmesi için lokal hasar görmüş çeliğin ve betonun yenilenmesi),
- Sarmalama ile güçlendirme (ısıtılmış ve gerilmiş bilezik kullanımı),
- Mantolama ile güçlendirme (yerinde döküm veya püskürtme beton ile)

Yapılan deneylerin sonuçlarını, hasar öncesi ve sonrası dayanımı, rijitlik ve duktilite oranlarını şekillerle ifade etmiştir. Bu çalışma sonucunda güçlendirilen kolonların mekanik karakterlerinin arttığını gözlemlemiştir [7].

Suleiman (1990), mantolanarak güçlendirilen betonarme kolonların aksel yük ve tek eğrilikli eğilme altındaki davranışı ve dayanımını deneysel olarak incelemiştir. Beş deney elemanından üçü tersinir yük altında denenmiş ve sonra bu elemanlar mantolanarak tekrar deneye tabi tutulmuştur. Oluşan hasarlara göre onarım ya da güçlendirme adı verilmiştir. Bu elemanlara ek olarak iki adet hasarsız referans elemanı daha denenmiştir. Deney elemanları dayanım, süneklik, enerji tüketimi ve rijitlik bakımından incelenmiştir. Sonuçta; mantolama yöntemiyle güçlendirilen elemanlar hem monotonik hem de tersinir yük altında referans alınan hasarsız elemanlar kadar iyi davranmıştır. Onarılan elemanlarda ise rijitlik ve dayanım azalması görülmüştür [8].

Ziraba ve Baluch (1995) yaptıkları çalışmalarda, betonarme kirişlerin güçlendirilmesi için epoksi yardımıyla çelik levha yapıştırma yöntemini kullanmıştır. Çalışmada, güçlendirilen betonarme kirişlerin kesme kuvveti etkisindeki davranışı sonlu elemanlar yardımıyla irdelenmiştir. Modellerde özel bir ara yüzey elemanı rolü oynayan ince tabaka halindeki epoksi yapıştırıcısı yardımıyla plakanın başkalaşması sağlanarak plakanın dayanımı artırılmıştır. Yapılan deneylerde numuneler aşağıdaki şekilde oluşturulmuştur.

- Önemli ölçüde bükülebilen hafif malzemeler betonarme betonu içine yerleştirilmiştir.
- Dâhili esnek elemanlar ile harici plakalar birlikte kullanılmıştır.

- Ezilmiş beton sıkıştırılarak bir bütün gibi davranması sağlanmıştır.
- Diyagonal gerilmelerde zayıf olan betonarme elemanlar esnek bir yapı kazandırılarak tekrar güçlendirilmiştir.
- Birleştirilen beton tabakası ve dâhili betonarme elemanların başarısızlığı incelenmiştir [9].

Babalıoğlu (1995), komşu iki yüzünden mantolanmış kolon örneklerini mekanik kenetleme yöntemi ile deprem yükleri altında incelemiştir. Deney sonuçları mantolanmış kolonların dayanımı ve dayanım azalması, enerji tüketimi, rijitlik değişimi ve süneklik üzerindeki etkilerini ortaya koyacak şekilde değerlendirilmiştir. Değerlendirmeler sonucunda komşu iki yüzünden mantolanmış kolonların oldukça başarılı bir davranış sergilediği görülmüştür [10].

Elmas ve diğerleri (1997), tekil yükler etkisinde ve orta bölgesinde çekme çatlağı bulunan betonarme kirişlerin epoksi reçinesi ile yapıştırılan çelik plakalarla güçlendirilmesi durumunda gerilme analizi yapılmıştır. Bu inceleme üç aşamada gerçekleşmiştir. İlk aşamada kesit boyutları belli olan çatlak oluşmamış, çelik plakalarla güçlendirilmiş model ele alınıp, iki noktadan yükleme yapılarak kirişin kritik bölgelerinde oluşan normal ve kayma gerilme değişimleri araştırılmıştır. İkinci aşamada kirişin orta bölgesinde, kiriş yüksekliği boyunca çatlama meydana geldiği varsayılarak, aynı kritik bölgelerde gerilme değişimleri araştırılmıştır. Üçüncü aşamada ise ortadan çatlamış kirişin tabanına epoksi yapıştırıcısı ile değişik kalınlıktaki (1.5 mm, 4 mm, 8 mm) ince çelik yapıştırılarak güçlendirme yapılmıştır. Bu durumdaki gerilme değerleri diğer iki aşamadaki gerilme değerleri ile karşılaştırılarak güçlendirmenin kiriş kapasitesine getirdiği değişiklikler araştırılmıştır. Ayrıca bu çalışmada plaka kalınlığı değişimi ile eğilme momenti taşıma kapasitesi arasındaki ilişki de incelenmiştir [11].

Deneme (2001), seçilen yapı için değişik çözümler yapmıştır. Bu çözümlerden ilki mevcut yapının yerindeki beton mukavemetine göre analizinin yapılmasıdır. Ayrıca planda değişik perde ve kolon takviye oluşuna göre 4 çözüm daha yapılmıştır. Çalışmada ayrıca onarım ve güçlendirme yöntemleri gerek eleman gerekse tüm yapı

bazında ele alınmıştır. Çalışma sonucunda yapılan bu çözümler hakkında kıyaslamalara yer verilmiştir [12].

Kuşan (2002), depremin oluş nedeni, türleri, parametreleri, yapı türleri, depremin yapıya etkileri, betonarme sistemlerde deprem dayanımının sağlanması için gerekli koşulları incelemiştir. Ayrıca yapıda oluşan hasar nedenleri ile güçlendirme yöntemlerinin incelemesini yapmış ve bir binayı 1999 Deprem Yönetmeliğinde mevcut verilerle çözerek güçlendirme projesini hazırlamış ve sonuçlarını değerlendirmiştir [13].

Tezcan (2004), CFRP kompozitlerle enine doğrultuda kolon sarılma bölgesinden sarılan kolonların, güçlendirme öncesinde ve sonrasında sabit aksenal yük ile tekrarlı eğilme etkisi altında davranışlarını incelemiştir. Deneyler sonucunda elde edilen verilerle; dayanım, rijitlik, enerji yutma kapasitesi, süneklik ve oluşan hasarlar değerlendirilmiştir [14].

Akgönen (2005), mevcut taşıyıcı sistem güçlendirme tekniklerini incelemiş, her bir sistemin statik ve dinamik özelliklerinin olumlu ve olumsuz yanlarını irdeleyerek güçlendirmede kullanılabilecek en uygun taşıyıcı sistemi tespit etmeye çalışmıştır. Bu çalışmada daha sonra alternatif olarak, tübüler sistem olarak bilinen bir taşıyıcı sistem, güçlendirme tekniği olarak sunulmuştur [15].

Yılmaz (2006), onarım ve güçlendirmenin gerekliliği, hasar nedenleri ve yapı davranışını belirleyen sınır durumları incelemiştir. Yapıya güçlendirme kararı verebilmek için dikkat edilmesi gereken durumlardan bahsetmiştir. Taşıyıcı sistem elemanlarının onarılması/güçlendirilmesi yöntemleri hakkında bilgiler vermiştir. Mevcut yapının deprem güvenliğinin belirlenebilmesi için AIJ indisleri metodunu, zemin kat düşey taşıyıcı elemanların analizi metodlarını kullanmış ve 1999 deprem yönetmeliği altında incelemiştir [16].

Ceritli (2006), depremde hasar görmüş yapıların bir bütün olarak güçlendirilmesi ile ilgili bilgi vermiştir. Mantolama ve perde ekleme yöntemiyle güçlendirme konularına

değirmiştir. Depremde hasar görmüş fakat kullanılabilir düzeyde olan yapılarda, binanın statik sistemini sağlayacak şekilde mantolama ve perde duvarlar ile güçlendirilmesi konularına değinerek hasar türlerini ve nedenlerini araştırmıştır. Muhtemel bir depremde yapının dayanıklılığının sağlanması ve herhangi bir can kaybına yol açmayacak şekilde boyutlandırmanın yapılması konularında bilgi vermiştir [17].

Yörükçü (2007), onarım ve güçlendirme ilkelerini ve yöntemlerini araştırmıştır. Bu çalışmada, yapıların güçlendirilmesine sebep olan, yapı kullanım amacının değişiminden kaynaklanan döşeme sehimlerinin giderilmesi için, normal yapıdaki betonarme döşeme üzerine yeni bir döşeme sistemi oluşturmuştur. Bu ise yapının toplam ağırlığını arttırarak, yapının deprem kuvvetlerine daha fazla maruz kalmasına neden olmuştur. Bunun için ise yapıda yine çelik çapraz sistemler kullanarak yapının yanal rijitliğini ve olası bir depreme karşı performansını arttırmayı amaçlamıştır [18].

Yılmaz (2007), betonarme binaların yapı dışarisından betonarme perdelerle güçlendirilmesini sağlayacak bir yöntem geliştirmiştir. Çalışma kapsamında üç boyutlu üç adet yapı numunesi tersinir tekrarlı yükler altında denenmiştir. Deney serisi, referans yapı ile hasarlı ve hasarsız iken güçlendirilen yapılardan oluşmaktadır. Yapılan çalışmalar sonucunda dış perdelerin hem hasarlı hem de hasarsız yapılarda başarılı sonuçlar verdiği ve dış perde uygulaması ile yapı kapasitesi ve rijitliğinin artırılabilirdiği görülmüştür [19].

Sezer (2007), statik itme yöntemini açıklamış, mevcut yapılarda deprem performansının belirlenmesini ve bu performansa göre tasarım, değerlendirme kavramlarının açıklamasını yapmıştır. Yapıların güçlendirilmesi ve bununla ilgili yöntemler konusuna da değirmiştir [20].

Yıldırım (2008), Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik 2007'de (DBYBHY 2007) yer alan performans tasarımını hem mevcut yapı hem de güçlendirilmiş yapıda uygulamıştır. Örnek uygulama olarak ele alınan 5 katlı bir yapının mevcut halinin performansının yetersizliğini tespit etmiştir. Sonra çeşitli güçlendirme

alternatifleri için maliyet kıyaslaması yapmış ve en uygun modelin istenilen performans düzeyinde olup olmadığını kontrol etmiştir [21].

Tosun (2009), beton basınç dayanımının önemine değinmiş ve basınç kontrolünde kullanılan deney yöntemleri hakkında bilgi vermiştir. Ayrıca farklı yerlerden alınan beton numunelerini incelemiş ve sonuçları istatistik olarak kıyaslamıştır. Bunun yanı sıra yapı türlerini incelemiş, yapılarda depremden dolayı oluşan hasar nedenleri ve türlerini irdelemiştir. Güçlendirilmiş betonarme yapıların dinamik özelliklerini ve çalışmaya esas olan bir perdenin Sap2000 modellemesi ve güçlendirilmesini anlatmıştır [22].

Sümengen (2009), ülkemizde betonarme çerçeve yapılar için tercih edilen iki güçlendirme yönteminin (mantolama ve perde ile güçlendirme) performanslarını hasar olasılık eğrileri yardımıyla irdelemiştir. Üç adet yapıyı göz önüne almış, her üç yapıya statik itme analiz uygulamış, yapıların X ve Y doğrultularına ait itme eğrilerini ve modal kapasite diyagramlarını elde etmiştir. Modal kapasite eğrilerini kullanarak, ikili doğrusal çevrim modeli için, deprem kayıtları kullanarak zaman tanım alanında doğrusal olmayan çözümlene yapmış ve elastik olmayan yer değiştirme istemlerini elde etmiştir. Bu yer değiştirme istemlerine karşılık gelen görel kat ötelemelerini esas alarak Hemen Kullanım, Can Güvenliği ve Göçmenin Önlenmesi performans seviyelerine ait hasar olasılık eğrilerini her iki doğrultu için 30 yer kaydı kullanarak elde etmiştir. Her iki doğrultu için elde edilen hasar olasılık eğrilerini birleştirmiş ve sözü edilen alternatif güçlendirme yöntemlerinin etkinliklerini yorumlamıştır [23].

Çınar (2009), DBYBHY 2007'ye göre performans kavramının tanımını, betonarme yapıların performansa dayalı analiz ve değerlendirme konularına ilişkin bilgileri ve performansa dayalı hesap yöntemlerini vermiştir. Bu yöntemleri İstanbul Üniversitesi Yerleşkesi'nde bulunan mevcut bir yapı üzerinde uygulamıştır. Yapının doğrusal elastik ve doğrusal elastik olmayan analizleri sonucu "Hemen Kullanım" ve "Can Güvenliği" performans hedeflerini sağlamadığını görmüş, yapı için uygulamaya



yönelik alternatif bir güçlendirme önerisi hazırlamıştır. Hazırlanan bu önerinin DBYBHY 2007'ye göre istenilen performans seviyelerini sağladığını göstermiştir [24].

Gülmez (2010), depremin yapıya olan etkisini, yapıyı güçlendirme ve onarım yöntemlerini, kullanılan malzemeleri incelemiş, güçlendirme ve onarım yöntemlerini kıyaslamıştır [25].

Ürünveren (2010), Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi ile mevcut bir binanın deprem performansının belirlenmesi ve güçlendirilmesini araştırmıştır. Bu amaçla, betonarme çerçeve sistemli beş katlı bir binayı ele almıştır. Ele alınan binada yaptığı analiz sonucu güçlendirmeye gerek duymuş bu amaçla yapıya güçlendirme perdeleri eklemiştir. Yaptığı analizler sonucu elde edilen sonuçlardan iki binanın (mevcut durum ve güçlendirilmiş durumdaki yapı) belirlenen performans noktalarında yer değiştirme taleplerini, dayanım taleplerini ve en büyük plastik dönmenin hesaplandığı kesitlerde beton ve donatı çeliğindeki birim deformasyonları hesaplayarak bunların kıyaslamalarını yapmıştır [26].

Atay (2010), uygulama yeri ve şekline göre çeşitli etkileri olan güçlendirme yöntemleri, elde edilen bilgiler doğrultusunda, eleman ve malzeme bazında olmak üzere iki başlık altında irdelemiştir. Her bir güçlendirme yönteminin yapı davranışına etkisine, avantaj ve dezavantajları ve yöntemlere ait uygulama detaylarına yer vermiştir. Farklı güçlendirme ve onarım yöntemleri üzerinde detaylı bilgiler verip, mevcut yapı sistemini ve hasar tipini göz önünde bulundurarak optimum güçlendirme ve onarım yöntemlerini tavsiye etmiştir [27].

Batmacı (2011), deprem performansı yetersiz olan mevcut yapı sistemlerinde kullanılan güçlendirme yöntemlerini incelemiştir. Bu yöntemleri bir yapıya uygulamış ve hangi yöntemin daha uygun olacağına karar vermiştir. Yapıyı mevcut haliyle inceleyip daha sonra kolonları mantolama, yerinde dökme perde ilavesi ve kat azaltarak güçlendirme yapmış ve elde edilen sonuçları karşılaştırmıştır [28].

Öncü (2011), betonarme ve yığma yapıları ele almıştır. DBYBHY 2007 çerçevesinde irdelediği yapıların, yönetmeliğe göre düzensizlik durumlarını araştırmış ve deprem dayanımlarının yeterliliklerini saptamıştır. Depreme benzeyen yükler altında performans analizlerini yapmış ve can güvenliği performans seviyelerini belirlemiştir. Yapıların durumuna göre güçlendirme modellerini irdelemiştir. İrdelenen bu örneklerin olumlu ve olumsuz yönlerini belirleyerek, daha avantajlı çözüm önerileri sunmuştur. Daha önce uygulanmış olan güçlendirme modelleri ile çalışma kapsamında yeni çözüm önerisi olarak sunulan güçlendirme modellerini, hem performans hem de maliyet açısından karşılaştırmıştır. Tez kapsamında önerilen çözümlerin avantaj ve dezavantajlarını sunmuştur. Güçlendirme modelleri için maliyet analizlerini, Bayındırlık Bakanlığı 2010 birim fiyat listesini kullanarak yapmış, güçlendirme yöntemlerinin ekonomikliğini araştırmıştır. Çalışmada, yapılarda oluşan deprem hasarları incelenmiş ve bu hasarlara karşı kullanılacak onarım-güçlendirme yöntemleri açıklanmıştır. Uygulama çalışmasında ise mevcut bir binanın verileri kullanılarak yapı tasarlanmıştır. Bu yapının mevcut hali ve çeşitli güçlendirme hallerinde (yapıya perde eklenmesi, tüm kolonların mantolanması ve bazı kolonların mantolaması ile perde eklenmesinin birlikte uygulandığı durum) yapıda oluşan etkiler incelenmiştir. Bu modellemeler Sta4Cad analiz programı kullanılarak çözümlenmiş ve bu programdan elde edilen sonuçlar tablolar halinde sunulmuş ve kıyaslanmıştır. Çalışmasının sonucunda bu yöntemlerden en uygun olan güçlendirme modelini tavsiye etmiştir [29].

Aytaç (2011), geliştirilen güçlendirme yöntemleri hakkında genel bilgiler vermiş ve özellikle CFRP (karbon fiber takviyeli polimer) ile güçlendirme yöntemini ayrıntılı olarak açıklamıştır. Bu güçlendirme yönteminin daha iyi anlaşılabilmesi için mevcut bir yapının performans analizini yapmıştır. Güçlendirilmesi gereken elemanlarda CFRP kullanarak analizi yapmış ve sonuçları raporlar halinde sunmuştur [30].

Güneş (2013), yapısal yetersizliği belirlenmiş, güçlendirme ihtiyacı olan korozyon hasarlı veya hasarsız çelik-betonarme kompozit kirişli köprüler için karbon lifli polimerler (CFRP) ile güçlendirme yöntemini incelemiştir. Bu köprülerin maruz kalacağı statik ve dinamik (tekrarlı) yükler altındaki yük-yerdeğiştirme ve yorulma

davranışlarını iyileştirilmesini esas almıştır. Bu kapsamda deneysel çalışma yapmış, analitik model geliştirmiş ve ilgili yönetmeliklere göre köprülerin servis durumlarını incelemiştir [31].

Peker (2017), FRP malzemeler ile güçlendirmesi yapılmış, farklı enkesitlere sahip, dayanımı düşük betonarme elemanların aksenal basınç gerilmeleri altında davranışlarını incelemiştir [32].

Aşıkoğlu (2018), tarihi Kurşunlu Cami'sini incelemiştir. Yapılan saha gözlem çalışmaları sonucunda camide geçmiş depremlerde meydana geldiği düşünülen ciddi hasarları gözlemlenmiştir. Bu sebeple, sismik performansını geliştirmek ve yapısal bütünlüğü sağlamak için tarihi yığma camide güçlendirme çalışmaları yapılmıştır. Yapılan çalışmanın temel amacı, sonlu elemanlar yöntemi kullanarak camiye uygulanan sismik güçlendirmenin etkinliğini ortaya koymaktır. Güçlendirmesiz ve güçlendirmeli olmak üzere iki adet temsili yapının 3 boyutlu sonlu elemanlar modelini hazırlamıştır. Caminin dinamik özelliklerini belirlemek için Çevresel Titreşim Ölçümlerini almış ve Operasyonel Modal Analizini gerçekleştirmiştir. Elde edilen deneysel modal analiz sonuçlarına göre camiye ait sonlu elemanlar modelini kalibre etmiştir. Tarihi caminin sismik davranışını değerlendirmek için doğrusal olmayan itme ve dinamik analizler gerçekleştirmiştir. Çalışma kapsamında her iki modelin sismik tepkileri; yer değiştirme, mutlak ivme ve hasar dağılımlarına dayanarak incelemiştir [33].

Köroğlu (2018), betonarme kolonların aksenal yük düzeyi yüksek ve düşük olmak üzere iki farklı değer için kesit boyutu, CFRP kalınlığı ve beton dayanımı gibi parametrelerinin moment eğrilik ilişkisi üzerindeki etkilerini incelemiştir [34].

Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği 2018'de (TBDY 2018) bir yapıda depremle oluşacak etkilerde binanın performansının değerlendirilmesi için yapılacak hesap kuralları, güçlendirme için uygulanacak karar ve tasarım ilkeleri belirtilmiştir.

TBDY 2018’de güçlendirme uygulamaları her taşıyıcı sistem türü için eleman ve bina sistemi düzeyinde olmak üzere iki farklı kapsamda değerlendirilmektedir [35].

1) Binanın kolon, kiriş, perde, birleşim bölgesi gibi deprem yüklerini karşılayan elemanlarında dayanım ve şekil değiştirme kapasitelerinin artırılmasına yönelik olarak uygulanan işlemler, *eleman güçlendirmesi* olarak tanımlanır.

2) Binanın taşıyıcı sisteminin dayanım ve şekil değiştirme kapasitesinin artırılması ve iç kuvvetlerin dağılımında sürekliliğin sağlanması, binaya yeni elemanlar eklenmesi, birleşim bölgelerinin güçlendirilmesi, deprem etkilerinin azaltılması amacıyla binanın kütlelerinin azaltılması işlemleri *sistem güçlendirmesi* olarak tanımlanır.

Yine TBDY 2018’de, betonarme binaların eleman ve sistem güçlendirilmesi için, uygulamada sıkça kullanılan yöntemler verilmektedir. Bu yöntemlerden bazıları aşağıda kısaca özetlenmiştir. [35].

• *Kolonların Sarılması*: Kesme ve basınç dayanımlarını arttırmak, bindirmeli eklerdeki zayıflıkları gidermek için;

- Betonarme Sargı: Kolonda kabuk betonunu sıyırarak veya mevcut yüzeyleri pürüzlendirerek uygulanması
- Çelik Sargı: Dikdörtgen betonarme kolonların köşelerine dört adet boyuna köşebent yerleştirilmesi ve köşebentlerin belirli aralıklarla düzenlenen yatay plakalarla kaynaklanması ile oluşturulması
- Lifli Polimer (LP) Sargı: LP tabakasının kolonların çevresine, lif yönlerinin enine donatılara paralel olarak uygulanması

yöntemleri uygulanabilir.

- *Kolonların Eğilme Kapasitelerinin Arttırılması:* Kolon kesitleri büyütülerek kapasite arttırılabilir. Bu durum kolonun kesme ve basınç kuvvetini de arttırır. Kesiti büyütülen elemana eklenen boyuna donatıların katlar arasında sürekliliği sağlanmalıdır.

- *Kirişlerin Sarılması:* Kirişlerin kesme dayanımı ve süneklik kapasitelerinin arttırılması amacıyla kirişler sarılır. Bunun için;

- Dıştan Etriye Ekleme
- Lifli Polimer (LP) Sargı

yöntemleri uygulanabilir.

- *Betonarme Taşıyıcı Sistemlerin Yerinde Dökme Betonarme Perdeler ile Güçlendirilmesi:* Yanal rijitliği ve dayanımı yetersiz olan betonarme taşıyıcı sistemler, yerinde dökme betonarme perdelerle güçlendirilebilir.

- *Betonarme Sisteme Yeni Çerçeveler Eklenmesi.*

## **1.2 Amaç ve Kapsam**

Onarım görmüş bir bina için güçlendirme veya yıkım kararı alınırken ekonomik değerlendirmenin yanında bazı önemli kriterlerin de göz önüne alınması gerekmektedir. Yapının bulunduğu ülke için tarihsel ve manevi değeri, yapının şehrin simgesi niteliğinde olup olmadığı, binanın servis ömrünün tamamlayıp tamamlamadığı, çevresel şartlar, teknolojik olanaklar, yıkılıp yeniden yapım olanakları vb. durumlar nedeniyle binayı güçlendirmek ekonomik olarak uygun olmasa dahi tercih edilebilir. Örneğin; özellikle şehir merkezlerindeki yapıların yıkılıp yeniden yapılmasında birçok zorlukla karşılaşılır. Mevcut binanın yıkılma sürecindeki hafriyat işlemleri, çıkan molozların büyük bir bölümünün geri dönüştürülememesi, molozların şehir dışında uygun görülen yerde depolanması için harcanan nakliye bedeli ve bu yerde oluşturduğu çevre kirliliği, inşaat malzemelerinin nakliyesi, şehir merkezinde malzeme depolama sıkıntıları,

inşaatın yapım sürecinde ortaya çıkan estetik ve gürültü problemlerinden dolayı teoride binayı yıkıp yeniden yapmak daha ekonomik olsa bile yapıyı güçlendirmek daha pratik olabilir.

Hasar görmüş yapı ya da yapı elemanı, yapı hasar aldıktan sonra göreceği onarım ile ancak ilk dayanımına ulaştırılabilir. Yaptığımız deneylerde ve önceden yapılmış çalışmalar incelendiğinde, çoğunlukla ilk dayanımına dahi ulaşamadığı görülmektedir. Yapı ya da yapı elemanı ilk dayanımındayken dahi hasar aldığına göre, tamir harcı ile onarım gördüğünde, hasar almasına neden olan kuvvet tekrar geldiğinde aynı hasarı, hatta fazlasını alacaktır. Bu nedenle onarım görmüş yapı aynı zamanda güçlendirmeye de ihtiyaç duyar.

Yapılan çalışmada onarım görmüş kolonların güçlendirilmesi incelenmiştir ve bunun üzerine deneyler gerçekleştirilmiştir. Çalışmadan beklenen sonuç, ilk duruma göre daha yüksek taşıma kapasitesi ve süneklik elde etmektir. Çalışma sonucunda ilk durumdaki kolonların taşıma kapasiteleri ve süneklik düzeylerinin, hasar alıp *onarılmış* kolonların taşıma kapasiteleri ve süneklik düzeylerinden daha yüksek olduğu görülmüştür. Onarımdan sonra *kırılan ve güçlendirilen* kolonların taşıma kapasiteleri ve süneklik düzeylerinin ise ilk duruma göre daha yüksek çıkması hedeflenmektedir.

Yapılan çalışma sadece kare kesitli kolonları kapsamaktadır. Dikdörtgen kesitli kolonlar, perdeler ve kirişler çalışma kapsamının dışındadır.

## 2. BETONARME MALZEMENİN DAVRANIŞI VE MODELLENMESİ

### 2.1 Beton Davranışı ve Beton için Kabul Edilen Bünye Denklemi

#### 2.1.1 Beton Tanımı

Beton, çimento, su, agrega ve kimyasal veya mineral katkı maddelerinin homojen olarak karıştırılmasından oluşan, başlangıçta plastik kıvamda olup, şekil verilebilen, zamanla katılaşp sertleşerek mukavemet kazanan bir yapı malzemesidir. Betonun mutlak hacmini genel olarak %70 oranında agrega (kum, çakıl, mıcır), %10 oranında çimento, %20 oranında su oluşturduğu söylenebilir. Gerektiğinde, çimento ağırlığının %5'inden fazla olmamak kaydıyla, katkı malzemesi ilave edilebilir [36].

Çimentonun doğal hammaddesini oluşturan ilk rezervler, milattan tam 12 milyon yıl önce bugün İsrail'in bulunduğu topraklarda oluşmaya başlamıştır. İnsanlık tarihinde, beton benzeri karışımların kullanıldığı ilk yapılar ise milattan önce 5600 yıllarında ortaya çıkmıştır. Milattan önce 3000 yıllarında, Mısır'ın piramitlerinde ve Çin Seddi'nin yapımında kireç ve alçı esaslı harçlar kullanılmıştır [37].

Romalılar kireci ve İtalya'nın Pozzuoli bölgesine yakın bir yerde buldukları volkanik külü biraraya getirip, bağlayıcı malzeme olarak kullanmışlar ve buna puzzolan çimento adını vermişlerdir. Şu anda İtalya'da bulunan pek çok önemli Roma yapısı (Pantheon, Coliseum, Roma Hamamları) ve yaklaşık 8.000 km Roma yolu bu malzeme ile yapılmıştır [37].

Milat'tan sonra 27 yılında, Romalı Pollio Vitruvius'un mimari ile ilgili kitaplarında ilk kez betonun özelliklerinden bahsedilmiştir. Bundan 500 yıl sonra (540

yılında), insanlık tarihinin en önemli yapılarından biri olan Ayasofya'nın (İstanbul) yapımında beton kullanılmıştır. 1000'li yıllara doğru ise Orta Asya ve Anadolu'da Türkler ve Persler, kullandığı bazı yapı örnekleri bugün de ayakta olan "Horasan Harcı" adlı çok güçlü bir bağlayıcı geliştirmişlerdir [37].

Bugünkü anlamıyla çimentonun, betonun ve betonarmenin ortaya çıkması için ise 19. yüzyılın beklenmesi gerekmiştir. 1812 yılında Fransa'da, Louis Vicat ilk yapay çimentoyu üretmiştir. 1824 yılında, İngiliz Joseph Aspdin "Portland Çimentosu"nu geliştirdi. 1850 yılında Fransız bahçıvan Joseph Monier, daha sağlam saksılar üretmek için betona demir çubuklar ekleyince betonarme ortaya çıkmıştır [37].

Bu buluşların ardından çimento ve betonun ürün özelliklerine ve kullanımına ilişkin yenilikler birbiri ardına gelmiştir. 1879 yılında İskoçya'da portland çimentosu kullanılarak ilk beton yollar yapılmıştır. Bunu 1889'da Fransa'da yapılan ilk betonarme köprü izlemiştir. 1902 yılında Fransız mimar Augus Perret, ilk apartman binasını tasarlamış ve inşa etmiştir. Bu yapı, yük taşıyan duvarlar yerine kolon, kiriş ve döşemelerin kullanıldığı ilk yapı olarak inşaat biliminde önemli bir yeniliktir [37].

Ancak, inşaat teknolojisinde çığır açan asıl büyük yenilik bundan 1 yıl sonra, 1903 yılında Almanya'da yaşanmıştır. "Harç veya betonun inşaatta kullanılmaya hazır bir malzeme olarak şantiyeye getirilebilmesi kuşkusuz büyük bir avantaj olurdu." sözünü 1872 yılında dile getirilen ve İngiliz Mühendis Deacon'a atfedilen bu düşünce, bir süre sonra İngiltere'de değil, ama Almanya'da gerçeğe dönüşmüştür [37].

1880'li yıllarda Berlin ve çevresindeki inşaatlarda yapı ustaları, harç önceli bir tür karışımı atlı arabalarla şantiyeye taşıyor ve bu karışım şantiyede beton haline getirilerek kullanılıyordu. Ancak, kum, çakıl, çimento ve suyun belli oranlarda karıştırarak, inşaatta doğrudan kullanılmaya hazır bir malzeme halinde şantiyeye taşımayı ilk kez Jürgen Hinrich Magens adında, Hamburg'lu bir yapı ustası başardı. Hamburg Eyalet İdaresi'nde yapı işleri şefi olarak görev yapan Magens, "Hazır Çimento Betonu'nu Bağlayıcılık Özelliğini Kaybetmeden Koruma İşlemi" fikrinin patentini 10



Ocak 1903 tarihinde aldı. Böylece, Almanca'daki adıyla "Transportbeton", yani "Taşıma Beton", Türkçe söylenişiyle de Hazır Beton ortaya çıkmış oldu [37].

Beton bugün günümüzün en yaygın ve ekonomik yapı malzemesi olarak, insan yaşamında vazgeçilmez bir yere sahiptir. Karayollarından denizaltı tünellerine, köprülerden gökdelenlere kadar pek çok farklı alanda, farklı amaçlarla betondan yararlanılmaktadır [37].

Çimento ve betonun, insanoğlunun uygarlıklar tarihinde önemli bir yeri olan bu uzun gelişim süreci halen sürmektedir. Üniversitelerde olsun, diğer sektörel kuruluş ve enstitülerde olsun, çimentonun ve betonun niteliklerini geliştirmeye yönelik araştırmalar, deneyler aralıksız devam etmektedir [37].

### **2.1.2 Beton Sınıfları ve Betonun Basınç Dayanımı**

Betonun tanımlanması ve sınıflandırılması basınç dayanımına göre yapılır. Basınç dayanımı, çapı 150 mm ve yüksekliği 300 mm olan standart deney silindirlerinin 28 gün sonunda, TS 3068'e uygun biçimde tek eksenli basınç deneyi ile kırılmasıyla elde edilir. Beton karakteristik basınç dayanımı  $f_{ck}$ , denenecek silindirlerden elde edilecek basınç dayanımlarının bu değerden düşük olma olasılığı belirli bir oran (genellikle %10) olan değerdir. Gerektiğinde basınç dayanımı, küp deneylerinden de elde edilebilir. Böyle durumlarda, karakteristik basınç dayanımı  $f_{ck}$ , geçerliliği deneylerle kanıtlanmış katsayılarla dönüştürülür. Bu amaçla, boyutları 200 mm olan küp için  $f_{ck}$  değerleri, Tablo 2.1'de verilmiştir. Boyutları 150 mm olan küp numuneler için bu değerler yaklaşık olarak %5 artırılır [38, 39].

**Tablo 2.1:** Normal ve ağır beton için basınç dayanımı sınıfları [40].

Beton dayanımı Sınıfı	En düşük karakteristik silindir dayanımı, $f_{ck,cyl}$ N/mm <sup>2</sup>	En düşük karakteristik küp dayanımı $f_{ck,cube}$ N/mm <sup>2</sup>	Karakteristik eksenel çekme dayanımı $f_{ctk}$ N/mm <sup>2</sup>
C8/10	8	10	1.0
C12/15	12	15	1.2
C16/20	16	20	1.4
C20/25	20	25	1.6
C25/30	25	30	1.8
C30/37	30	37	1.9
C35/45	35	45	2.1
C40/50	40	50	2.2
C45/55	45	55	2.3
C50/60	50	60	2.5
C55/67	55	67	2.6
C60/75	60	75	2.7
C70/85	70	85	2.9
C80/95	80	95	3.1
C90/105	90	105	3.3
C100/115	100	115	3.5

### 2.1.3 Betonun Çekme Dayanımı

Betonun çekme dayanımı taşıma gücü sınırında genellikle ihmal edilmektedir. Ancak çatlaklarla ilgili yapılan hesaplarda, betonun çekme dayanımı kullanılmaktadır. Betonun çekme dayanımının belirlenmesi, basınç dayanımının belirlenmesine göre daha zordur.

Betonun çekme dayanımı, eksenel çekme deneylerinden elde edilen değerdir.  $f_{ctm}$ , deneylerden elde edilen ortalama çekme dayanımı,  $f_{ctk}$  ise karakteristik çekme

dayanımdır. Betonun karakteristik çekme dayanımı, aksel çekme deneylerinden elde edilecek dayanımın, bu değerden az olma olasılığı belirli bir oran olan (genellikle %10) dayanım değeridir.

Betonun karakteristik aksel çekme dayanımı aşağıda verilen bağıntıdan hesaplanabilir.

$$f_{ctk} = 0.35 \sqrt{f_{ck}} \text{ (MPa)} \quad (2.1)$$

Çeşitli beton sınıfları için bu denklemden elde edilen aksel çekme dayanımı değerleri Tablo 2.1’de verilmiştir. Betonun çekme dayanımı, eğilme ve silindir yarma deneylerinden de elde edilebilir. Aksel çekme dayanımı  $f_{ctk}$ , silindir yarma deneyinden elde edilen çekme dayanımını 1.50 ile eğilme deneyinden elde edilen çekme dayanımını da 2.0 ile bölerek yaklaşık olarak hesaplanabilir [38].

#### 2.1.4 Sargılı ve Sargısız Beton Modelleri

Betonarme bir kesitin hesabının yapılabilmesi için, herhangi bir mekanik problemin çözümünde olduğu gibi denge ve uygunluk koşullarının sağlanmasının yanı sıra malzeme veya malzemeler için gerilme-şekil değiştirme ilişkisinin de belirlenmesi gerekmektedir. Denge ve uygunluk koşulu malzeme davranışlarından bağımsızdır. Ancak, malzeme davranışı gerilme-şekil değiştirme ilişkisinde dikkate alınmaktadır [41].

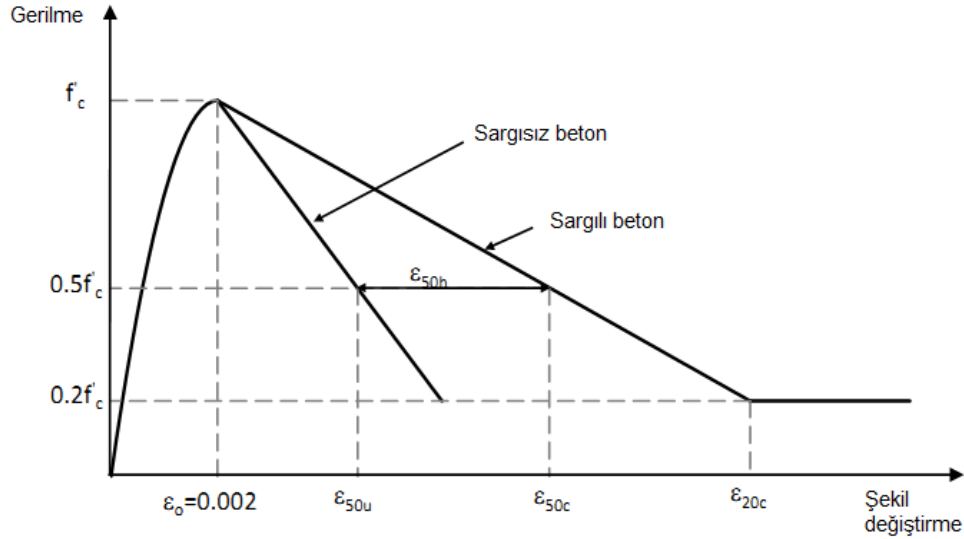
Bu nedenle, malzeme davranışı ne kadar gerçekçi modellenirse çözüm o kadar doğru olacağından, malzemenin gerilme-şekil değiştirme özelliklerinin bilinmesi büyük önem taşımaktadır [41].

Ancak, bilindiği gibi betonun gerilme-şekil değiştirme özelliği, yükleme hızı, numune boyutu, kullanılan presin özellikleri gibi birçok değişkenden etkilendiğinden beton için tek ve kesin bir gerilme-şekil değiştirme eğrisi tanımlamak oldukça zordur.

Zira daha önce de belirtildiği gibi, herhangi bir betonarme kesitin çözümlemesinde, gerilme veya kuvvet cinsinden ifade edilen denge denklemleri ile şekil değiştirme cinsinden ifade edilen uygunluk denklemi arasındaki ilişki ancak kullanılan malzemenin gerilme-şekil değiştirme ilişkisinden yararlanılarak kurulmaktadır. Çözümün yapılabilmesi için deneylerden elde edilen gerilme-şekil değiştirme eğrileri idealize edilip basitleştirilerek kullanılmaktadır. Matematiksel model olarak tanımlanan idealize edilmiş gerilme-şekil değiştirme ilişkisi üzerinde bugüne kadar birçok araştırmacı çalışmış ve beton için yüzlerce gerilme-şekil değiştirme modeli önerilmiştir [41].

#### 2.1.4.1 Kent-Park ve Geliştirilmiş Kent-Park Modeli

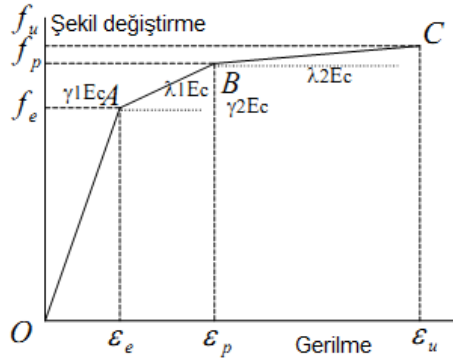
Kent-Park tarafından önerilen model Şekil 2.1’de verilmektedir. Modelin ikinci kısmı için ise düşüş eğiliminde iki ayrı doğru önerilmektedir. Bu doğrulardan biri sargısız beton davranışı için diğeri sargılı beton davranışı için verilmektedir. Maksimum gerilme  $f_c$  genellikle standart silindir beton basınç dayanımı olarak alınmaktadır [41].



Şekil 2.1: Kent-Park tarafından önerilen gerilme-şekil değiştirme modeli [41].

### 2.1.4.2 Chan Modeli

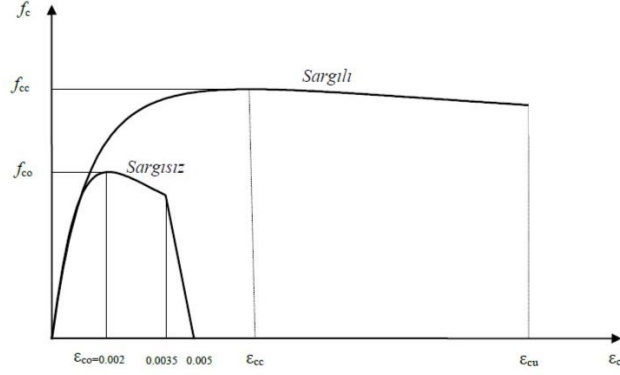
Chan tarafından sargılı ve sargısız beton için önerilen gerilme-şekil değiştirme modeli Şekil 2.2’de görülmektedir. Bu modeli Chan üç kısımda vermektedir. Sırasıyla O-A, A-B, B-C doğruları için üç farklı  $E_c$ ,  $\lambda_1 E_c$ ,  $\lambda_2 E_c$  eğimleri olduğu varsayılmıştır. Modelin ilk kısmı olan O-A doğrusu elastik bölgeyi temsil ederken diğer kısımlar olan A-B ve B-C doğruları plastik bölgeyi temsil etmektedirler. Sargılı ve sargısız beton için ilk iki kısım aynıdır. Sargısız beton için önerilen gerilme-şekil değiştirme modelinde dayanıma karşılık gelen şekil değiştirme değeri  $\varepsilon_p$  değerine eşit ve son kısmın eğimi negatif olarak, sargılı betonda ise son kısmın eğimi sargısız betonunkinin aksine pozitif olarak verilmektedir [41].



Şekil 2.2: Chan tarafından önerilen gerilme-şekil değiştirme modeli [41].

### 2.1.4.3 Mander Modeli

TBDY 2018’de doğrusal olmayan yöntemler ile şekil değiştirmeye göre değerlendirmede, sargılı ve sargısız beton için Mander gerilme-şekil değiştirme bağıntıları tanımlanmıştır. Mander tarafından sargılı ve sargısız beton için önerilen gerilme-şekil değiştirme modeli Şekil 2.3’te görülmektedir [35].



Şekil 2.3: Mander tarafından önerilen gerilme-şekil değiştirme modeli [35].

Sargılı betonda beton basınç gerilmesi  $f_c$ , basınç birim şekil değiştirmesi  $\epsilon_c$ 'nin fonksiyonu olarak Denk.(2.2)'deki bağıntı ile verilmektedir [35]:

$$f_c = \frac{f_{cc} x r}{r-1+x^r} \quad (2.2)$$

Bu bağıntıdaki sargılı beton dayanımı  $f_{cc}$  ile sargısız beton dayanımı  $f_{co}$  arasındaki ilişki Denk.(2.3)'de verilmiştir [35].

$$f_{cc} = \lambda_c f_{co} ; \quad \lambda_c = 2.254 \sqrt{1 + 7.94 \frac{f_e}{f_{co}}} - 2 \frac{f_e}{f_{co}} - 1.254 \quad (2.3)$$

Buradaki  $f_e$  etkili sargılama basıncı, dikdörtgen şekilli kesitlerde birbirine dik iki doğrultu için Denk.(2.4)'teki değerlerin ortalaması olarak kullanılabilir [35].

$$f_{cc} = f_{ex} = k_e \rho_x f_{yw} ; \quad f_{ey} = k_e \rho_y f_{yw} \quad (2.4)$$

Bu bağıntılarda  $f_{yw}$  enine donatının akma dayanımını,  $\rho_x$  ve  $\rho_y$  ilgili doğrultulardaki enine donatıların hacimsel oranlarını,  $k_e$  ise Denk.(2.5)'te tanımlanan sargılama etkinlik katsayısı oranı'nı göstermektedir [35].

$$k_e = \left(1 - \frac{\sum a_i^2}{6b_0h_0}\right) \left(1 - \frac{s}{2b_0}\right) \left(1 - \frac{s}{2h_0}\right) \left(1 - \frac{A_s}{b_0h_0}\right)^{-1} \quad (2.5)$$

Burada  $a_i$  kesit çevresindeki boyuna donatıların eksenleri arasındaki uzaklığı,  $b_o$  ve  $h_o$  göbek betonunu sargılayan etriyelerin eksenleri arasında kalan kesit boyutlarını,  $s$  boyuna doğrultuda etriyelerin eksenleri arasındaki aralığı,  $A_s$  ise boyuna donatı alanını göstermektedir. Denk.(2.2)'deki normalize edilmiş beton birim şekil değiştirmesi  $x$  ile  $r$  değişkenine ilişkin bağıntılar Denk.(2.6) ve Denk.(2.7)'de verilmiştir [35].

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} ; \varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co}[1 + 5(\lambda_c - 1)] ; \varepsilon_{co} \cong 0.002 \quad (2.6)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} ; E_c \cong 5000\sqrt{f_{co}} [MPa] ; E_{sec} = \frac{f_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (2.7)$$

## 2.2 Donatı Davranışı ve Donatı için Kabul Edilen Bünye Denklemi

### 2.2.1 Donatı Tanımı

Betonda oluşan çekme kuvvetlerini beton karşılayamaz, çatlaklar. Çekme kuvvetlerini karşılamak ve çatlakları sınırlamak amacıyla çekme bölgelerine çelik çubuklar konur. Ayrıca, sargı donatısı olarak ve bazen basınç kuvveti almak için de donatı kullanılır. “inşaat çeliği”, “beton çeliği”, “betonarme çeliği”, “donatı çeliği” denildiği gibi kısaca “donatı” da denir [42].

Betonu “donatmak” fikri 1849 yılında doğmuştur. İlk uygulamaları; demir teller ile donatılmış beton kayık, saksı ve borulardır. Demir tel, yerini zamanla demir profillere ve daha sonra demir çubuklara bırakmıştır. 1900 yıllarına kadar çelik değil demir çubuklar kullanılmıştır. Günümüzde sadece çelik kullanılmasına rağmen, uygulamada “demir” ve “demirci” kelimesi hala yaygın olarak kullanılmaktadır [42].

Yüzeyi “düz” veya girintili-çıkıntılı üretilirler. Yüzeyi çıkıntılı olana “nervürlü” girintili olana “Profilli” çelik denir. Yüzeyin girintili çıkıntılı olmasına bakılmaksızın çelik çubuk kesiti dairesel kabul edilir [42].

Düz yüzeyli çeliğin dayanımı düşüktür ve beton ile kenetlenmesi iyi değildir, kolayca sıyrılır. Uygulamada artık kullanılmamaktadır. Nervürlü çeliğin dayanımı yüksektir ve beton ile daha iyi kenetlenir. Nervürler bir olta gibi davranır, çeliğin beton içinden sıyrılması zorlaşır. Donatı, eksenini doğrultusunda çekme ve basınç kuvveti taşıdığından dolayı kesit alanı ve çapı önemli olmaktadır [42].

TS 708 beton donatısı olarak kullanılabilen çeliklerin özelliklerini göstermektedir. TS 708’de gösterilen çeşitli donatıların mekanik özelliklerinden bazıları, Tablo 2.2’de verilmiştir.

**Tablo 2.2:** Betonarme çeliğin sınıfları ve mekanik özellikleri [43].

Tip	Düz Yüzeyli	Nervürlü					Profilli
		Sınıf	S220	B420	B420B	B420C	
Akma Dayanımı $f_{yk}=R_e$ (N/mm <sup>2</sup> )	≥ 220	≥ 420	≥ 420	≥ 420	≥ 500	≥ 500	≥ 500
Çekme Dayanımı $f_{su}=R_m$ (N/mm <sup>2</sup> )	≥ 340	≥ 500	-	-	-	-	≥ 550
Çekme Dayanımı/Akma Dayanımı Oranı $f_{su}/f_{yk}=R_m/R_e$	≥1.2	≥1.15	≥1.08	≥1.15 <1.35	≥1.08	≥1.15 <1.35	-
Deneysel Akma Dayanımı/Karakteristik Akma Dayanımı Oranı $R_{e\ ac1}/R_{e\ nom}$	-	≤1.3	-	≤1.3	-	≤1.3	-
Kopma Uzaması $\epsilon_{su}=A_5$	≥ %18	≥%10	≥ %12	≥ %12	≥ %12	≥ %12	≥ %5
Maksimum Yükte Toplam Uzama $A_{gt}$	-	-	≥ %5	≥%7.5	≥%5	≥%7.5	≥%2.5
TBDY 2018’e uygun mu?	Hayır	Hayır	Hayır	Evet	Hayır	Evet	Hayır



Sünek davranışı olabildiğince sağlamak amacıyla; TBDY 2018’de kiriş, kolon ve perdelerin uçlarında kullanılacak çeliğin;

1. Nervürlü olması
2. Akma dayanımı  $R_e \geq 420$  veya  $R_e \geq 500$  N/mm<sup>2</sup> olması
3. Çekme dayanımı/akma dayanımı oranının  $1.15 \leq R_m/R_e < 1.35$  olması
4. Deneysel akma dayanımı/karakteristik akma dayanımı oranının  $R_{e\ act}/R_{e\ nom} \leq 1.3$  olması
5. Kopma uzamasının  $A_5 \geq \%10$  olması
6. Eşdeğer karbon oranının  $\leq \%0.50$  olması

istenmektedir. Bu koşulları sadece B420C ve B500C sağlamaktadır. Bu nedenle TBDY 2018, sadece B420C ve B500C çeliklerinin kullanılmasına doğrudan izin verirken S420 çeliğinin kullanımına koşullu izin vermektedir.

### 2.2.2 Donatı Çeliği Modeli

Betonarmede kullanılan çeliğe donatı ismi verilmektedir. Donatılar, farklı kalitelerde üretiliyor olmasına rağmen, farklı tür donatılar için uygulanabilecek bir çelik gerilme-şekil değiştirme ilişkisi modeli Mander tarafından önerilmiştir [44].

Bu modelde; akma birim şekil değiştirme değerine kadar gerilme değeri doğrusal olarak artmakta; akma birim şekil değiştirme değerinden sonra; sabit akma gerilmesi altında şekil değiştirme devam etmektedir. Sonrasında malzeme pekleşerek nihai birim şekil değiştirme değerine ulaşmaktadır.

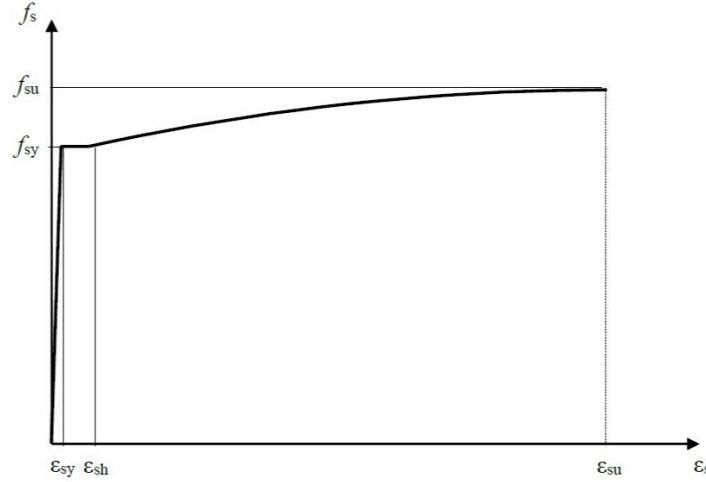
TBDY 2018’de *Doğrusal Olmayan Yöntemler* ile şekil değiştirmeye göre değerlendirmede kullanılmak üzere, donatı çeliği için Denk.(2.8)’deki gerilme-şekil değiştirme bağıntıları tanımlanmıştır (Şekil 2.4) [35].

$$\begin{aligned}
f_s &= E_s \varepsilon_s ; & (\varepsilon_s \leq \varepsilon_{sy}) \\
f_s &= f_{sy} ; & (\varepsilon_{sy} < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh}) \\
f_s &= f_{su} - (f_{su} - f_{sy}) \frac{(\varepsilon_{su} - \varepsilon_s)^2}{(\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh})^2} ; & (\varepsilon_{sh} < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su})
\end{aligned} \tag{2.8}$$

Donatı çeliğinin elastisite modülü  $E_s=2 \times 10^5$  MPa'dır. Donatı çeliklerine ait diğer bilgiler Tablo 2.3'te verilmiştir [35].

**Tablo 2.3:** Donatı çeliklerine ait bilgiler [35].

Kalite	$f_{sy}$ (MPa)	$\varepsilon_{sy}$	$\varepsilon_{sh}$	$\varepsilon_{su}$	$f_{su}/f_{sy}$
S220	220	0.0011	0.011	0.12	1.20
S420	420	0.0021	0.008	0.08	1.15 – 1.35
B420C	420	0.0021	0.008	0.08	1.15 – 1.35
B500C	500	0.0025	0.008	0.08	1.15 – 1.35



**Şekil 2.4:** TBKY 2018'e göre donatı modeli [35].

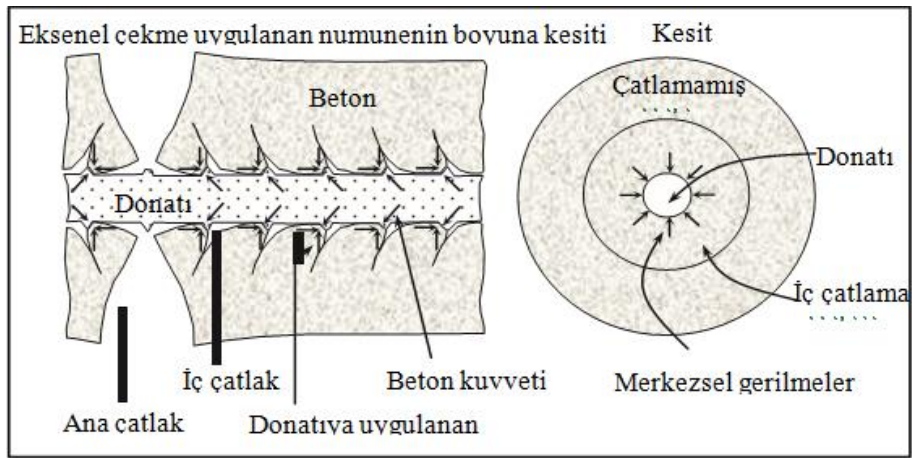
### 2.2.3 Aderans Tanımı

Betonarme bir yapı elemanının kendisinden beklenen performansı gösterebilmesi için kullanılan donatı ile betonun kenetlenmesi gerekmektedir. Aksi takdirde betonarme

değil beton bir eleman oluşacaktır. Betonarme için önemli olan kenetlenme olayının gerçekleşebilmesi için donatı ile beton arasında meydana gelen kesme (kayma) gerilmesine aderans denilmektedir. Donatıda meydana gelen gerilme azalması veya çoğalması komşu beton bölgelerine gerilme geçişi ile meydana gelir.

Aderans, beton ve donatı yüzeyleri arasında kimyasal yapışma sonucu oluşan direncin, nervürlü çubuklarda oluşturulan dişlere uygulanan kuvvetin ve yüzeyler arasında meydana gelen sürtünmeden ortaya çıkan kuvvetlerin bir kombinasyonudur. Genellikle monotonik yükler altında beton ve çelik yüzeyleri arasındaki aderansın servis yükleri altında veya betonun büzülmesi sonucu çözüldüğü, yük taşıma sınır durumuna yaklaşıırken nervür dişleri etrafındaki kuvvetlerin ana yük aktarım mekanizmasını oluşturduğu varsayılır.

Düzgün artan yükler altında tipik olarak iki tür aderans çözülmesi vardır. Bunlardan ilki donatı çubuğuna uygulanan çekme kuvveti sonucu aderans gerilmelerinin yenilerek donatının sıyrılıp çıkması durumudur. Sıyrılma göçmesi esas olarak beton dayanımına, hasarın şekil ve geometrisine bağlıdır. İkinci durum ise kabuk atma olarak adlandırabileceğimiz, nervür kuvvetlerinin enine bileşenlerinin oluşturduğu radyal (merkezsiz) gerilmelerin beton örtüsünün yeterli olmadığı veya gerekli yanal donatının bulunmadığı durumlarda yüzey çatlamlarına yol açması olayıdır [45] (Şekil 2.4).



**Şekil 2.5:** Donatı etrafındaki betonda meydana gelen çatlamlar ve gerilme durumu

Donatı çubuğu ile çevresini saran beton arasında tam aderans bulunduğu düşünülerek, donatı birim şekil değiştirmesi, aynı düzeydeki beton lifi birim şekil değiştirmesine eşit alınır [46].

### 3. BETONARME YAPILARIN ONARIM VE GÜÇLENDİRİLMESİ

#### 3.1 Giriş

Yapılarda meydana gelen hasarları yönetmeliklerin izin verdiği sınırlar içinde tutmak, yapılan imalatın gerekli şartları sağlaması ile mümkündür. Bu şartlar;

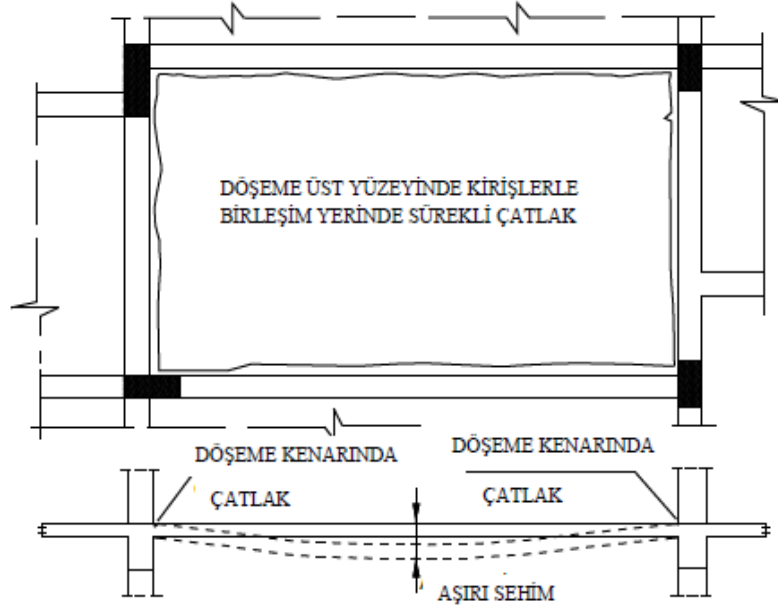
- Mimari tasarım yapılırken deprem yönetmeliğinde bulunan düzensizliklerden kaçınmak ve diğer konstrüktif kurallara uymak,
- Statik-betonarme hesaplar yapılırken yapının estetiğine en az zarar verecek şekilde yönetmeliklere uygun bir tasarım yapmak,
- Kullanılacak malzemelerin TSE şartlarını sağlamasına dikkat etmek,
- Yapı imalatında kusursuz işçilik sağlamaktır.

Bir binanın performansı, iklim koşulları veya binanın yapısal özelliklerinden kaynaklanan nedenlerle zamanla azalmaktadır. Binanın performans düzeyi kabul edilebilir minimum düzeye düştüğünde bina sahibi iki seçenek ile karşı karşıya kalmaktadır. Birinci seçenek; güçlendirme, iyileştirme, vb. gibi bina performansını istenilen düzeye getirebilecek uygulamalardır. İkinci seçenek ise, binanın tamamen yıkılması ve istenen performans düzeyini sağlayacak yeni bir binanın yapılmasıdır. Ancak genel olarak güçlendirme veya onarım gibi uygulamaların, binanın yıkılıp yeniden yapılmasına nazaran daha az çevre kirliliğine neden olması, çoğunlukla daha ekonomik olması, özellikle tarihi değere sahip binalarda yıkımın mümkün olmaması ve güçlendirmenin zorunlu olması vb. gibi nedenlerle daha çok tercih edilebilir olduğu görülmektedir. Diğer taraftan, binanın yaşam döngüsü maliyetleri, daha ucuz enerji kullanımı, bina sahibinin beklentilerinin karşılanması, vb. gibi nedenlerle binanın yıkılarak yeniden yapılması tercih edilebilmektedir [47].

Yapılarda hasarın belirtisi fazla sehim, titreşim ve çatlaktır. Çatlağın niteliği önemlidir. Çatlağın yeri, genişliği, yönü diğer bir deyişle yatay ya da düşey ile yaptığı açı çatlağın niteliğini belirler. Yapıda görülen çatlakların niteliği bize taşıyıcı elemanın neden hasar gördüğü hakkında bilgi verebilir. Çatlak taşıyıcı ya da taşıyıcı olmayan elemanlarda olacaktır. Betonarme bir sistemde öncelikle dolgu duvar hasarı, sonrasında ise perde kolon kiriş hasarı oluşacaktır. Betonarme homojen olmayan ve davranışı doğrusal elastik olmayan bir yapı malzemesidir. Betonarmede davranış zamana ve yükün geçmişine de bağlıdır. Betonarme taşıyıcı elemanların davranışını inceleyecek olursak taşıyıcı elemanlarda oluşan çatlakların nedenleri de kolayca anlaşılabilir [48].

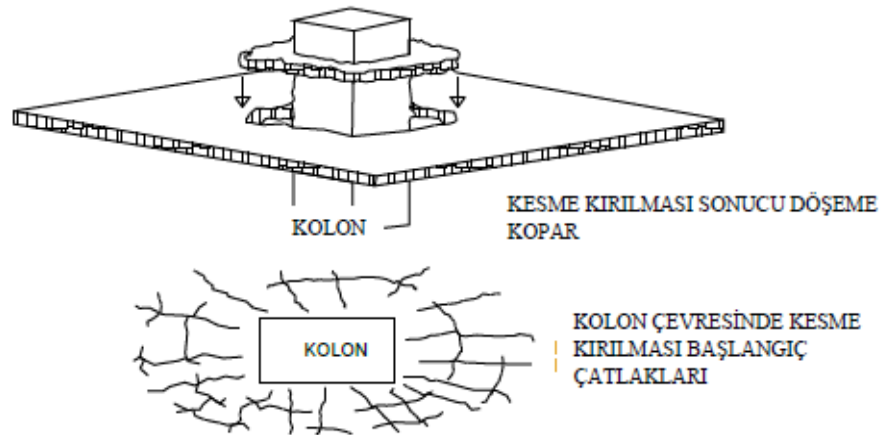
### **3.1.1 Döşeme hasarı**

Döşemede oluşan çatlakların çoğu açıklık ortasındaki aşırı sehim çatlaklarıdır. Döşemenin kirişle birleştiği yerde üstte mesnette, kiriş kenarına paralel çatlaklar oluşabilir (Şekil 3.1). Bu durum, donatının yetersiz olmasına, beton örtü kalınlığının sağlanmayıp döşeme kesitlerinde moment kollarının azaltılmasına, kalıbın erken alınarak beton mukavemetini tam kazanmadan döşemenin yüklenmiş olmasına veya beton taşıma gücünün hesapta kabul edilen değerden daha düşük olduğuna işaret eder. Konsol döşemelerin mesnet kesitinde de benzer çatlaklar oluşabilir. Bu durum düşey yükler yanında depremin düşey bileşeninin etkisine de işaret eder. Döşemelerde önemli boşluğun bulunması halinde köşelerde gerilme yığılması nedeniyle çatlaklar oluşabilir [28].



**Şekil 3.1:** Hasarlı döşemede çatlak ve sehim

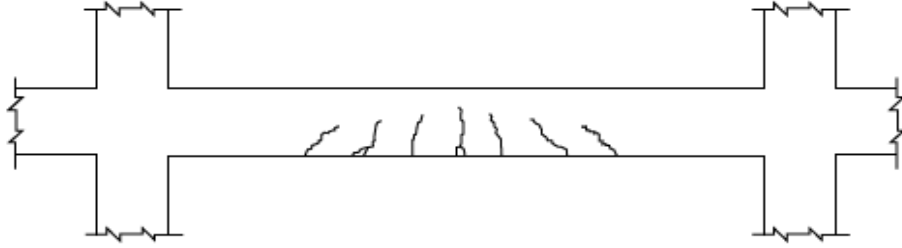
Kirişsiz döşemelerde kesme çatlakları şeklinde oluşan hasarlar döşemeyle kolonun birleşim yerlerinde ortaya çıkar. Bu tip hasar Şekil 3.2.'de görülen döşemeden kolona kesme kuvveti aktaran alanın az olmasından dolayı oluşan zımbalama kırılmasıdır [49].



**Şekil 3.2:** Kirişsiz döşemede zımbalama hasarı

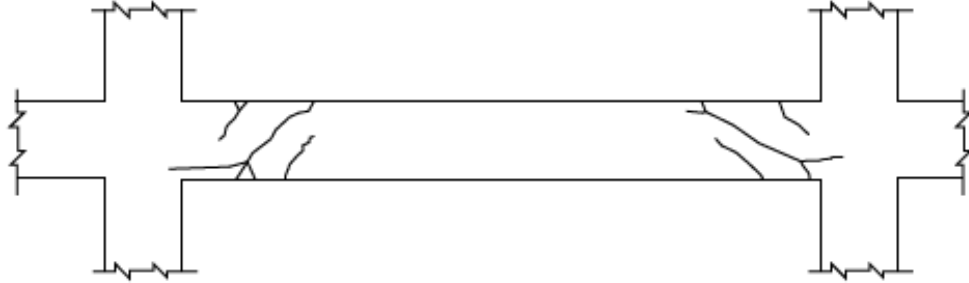
### 3.1.2 Kirişlerde oluşan hasarlar

Betonarme kirişlerde düşey yükler etkisi ile kiriş açıklığında eğilme çatlakları meydana gelir (Şekil 3.3). Kiriş açıklığındaki donatı yetersizse, bu bölgede donatıların akma limitini aşması durumunda betonda çatlaklar oluşur. Bu çatlakların cm boyutuna ulaşması donatının akma limitini aştığını gösterir [28].



Şekil 3.3: Kirişte oluşabilecek eğilme çatlakları

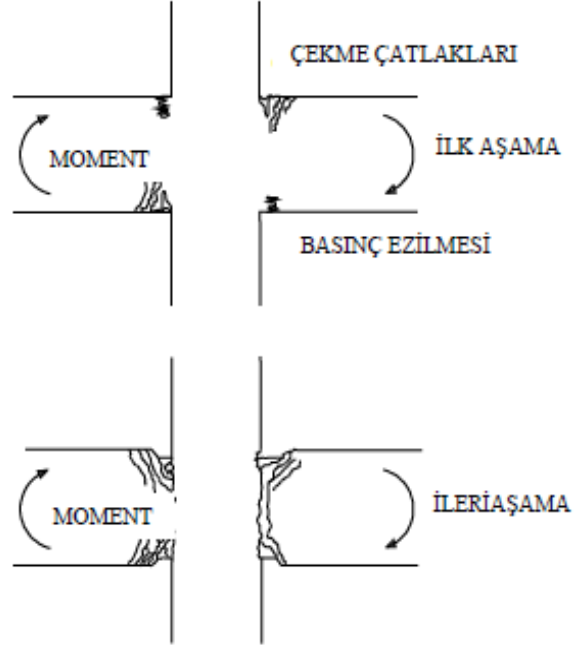
Deprem etkisi altında mesnet bölgeleri kirişlerde en çok zorlanan bölgelerdir. Bu bölgede kiriş eksenine dik eğilme çatlakları ve 45°'lik açıyla kesme çatlakları Şekil 3.4'te görüldüğü gibi oluşabilmektedir. Bu gibi çatlaklara etriye donatısının yetersiz olduğu durumlarda rastlanır [36].



Şekil 3.4: Kirişte oluşabilecek kesme çatlakları

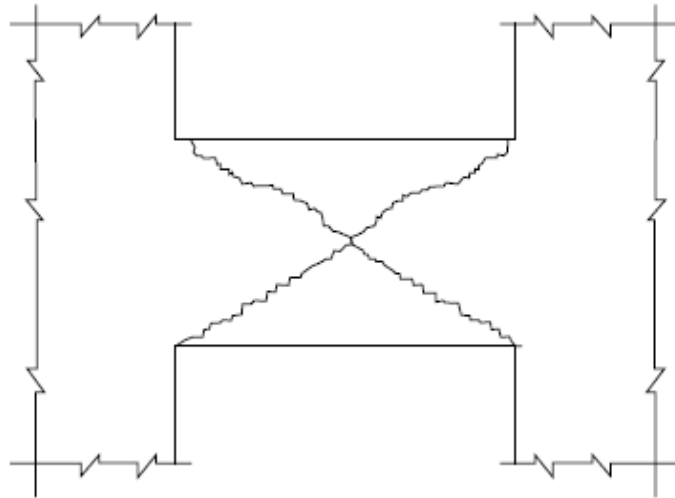
Depremde etki eden kuvvetler tersinir olduğundan kiriş mesnetlerinde ağır hasarlı mafsallar oluşturabilecek pozitif ve negatif momentlerin oluşmasına sebep olabilir. Bu durum Şekil 3.5'te gösterilmiştir [49].





**Şekil 3.5:** Kirişte uçlarında mafsallaşma

Kısa açıklıklı kirişlerde sıkça görülen hasarlardan birisi de kirişle perde birleşim yerlerinde görülen X şeklindeki kesme çatlaklarıdır. Bu durum Şekil 3.6'da gösterilmiştir [28].

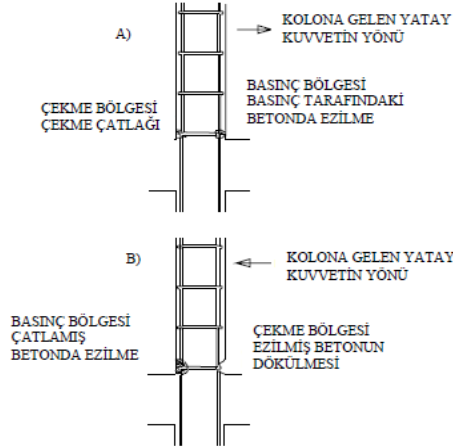


**Şekil 3.6:** Bağ kirişi x kesme çatlağı

### 3.1.3 Kolonlarda oluşan hasarlar

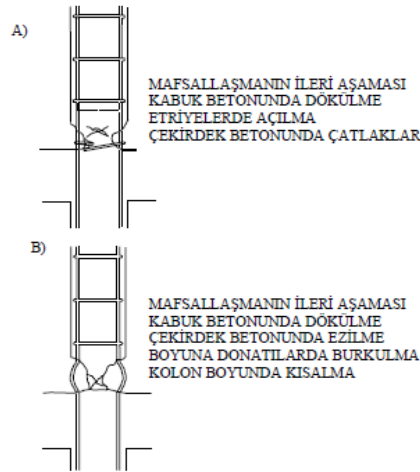
Narinliğin büyük olduğu kolonlarda büyük eğilme momenti, hâkim normal kuvvetle beraber beton basınç bölgesinde ezilme ve parçalanmalara neden olur. Depremi yön değiştirmesi sonucu kolonun her iki yüzünde bu hasar meydana gelir. Kolon uç bölgelerinde etriyenin seyrek olması hasarın artmasına ve boyuna donatının burkulmasına sebep olur. Etriyelerin kopması ve boyuna donatının burkulması, kolon kesitinin uç bölgelerinin dağılmasına ve eksenel yük altındaki kolonda kısalmaya neden olur. Başka bir deyişle iki döşeme arasındaki yükseklik azalır. Bunun sonucu olarak komşu taşıyıcı elemanlarda yeni bir kuvvet dağılımı ortaya çıkar. Eğer kolon kısa kolon ise, hasar oluşmasında en büyük etken kesme kuvveti olur. Kesme kuvveti nedeniyle ani bir şekilde oluşan bu tür hasarlar binanın tamamen göçmesine neden olabilir. Bu hasarın oluşmasının asıl sebebi kısa kolonların kesme kapasitesinin, eğilme kapasitesine göre düşük olmasıdır. Kısa kolonun oluşması taşıyıcı sistemin düzenlenmesi sırasında yapılacağı gibi sonradan yapıya eklenen yığma duvarlarla da oluşabilmektedir [50].

Yapı kütle merkezi ile rijitlik merkezinin çakışmaması kolonlarda ilave burulma momentleri oluşturur. Burulma momentleri etkisi ile kolonun bir tarafında diyagonal çatlaklar oluşur. Diğer tarafında ise yine diyagonal olarak uzanan basınç ezilmeleri görülür. Deprem sırasında oluşacak kuvvetlerin kolona etkime yönüne bağlı olarak kolonun bir yüzünde çekme çatlakları diğer yüzünde basınçtan dolayı ezilmeler oluşacaktır (Şekil 3.7). Deprem kuvveti etkime yönü yer değiştirdiğinde ise önceden çekme çatlağı oluşan bölgede ezilme, önceden basınç çatlağı oluşmuş yerde ise dökülmeler görülecektir. Bu durum sonucunda kabuk betonunun dökülmesiyle beraber etriye sıklaştırması olmayan donatılar içinde çekirdek betonu zarar görmeye başlayacak, ezilmeler ve dökülmeler meydana gelecektir [28].



**Şekil 3.7:** Depreme dayanıklı yapılarda kolonlarda mafsall oluşumu

Depreme dayanıklı yapıda mafsallaşma hasarı kabuk betonunda çatlak ve hafif dökülme düzeyinde kalmalıdır. Daha ileri düzeyde mafsallaşma hasarı yapının stabilitesinin bozulmasına yol açan yatay ötelemeler oluşturur ve ikinci mertebeden ek momentlerin ortaya çıkmasıyla yapı hızla yıkılabilir (Şekil 3.8). İleri düzeyde bir mafsallaşma hasarı sonucu parçalanıp dökülen betonun kesme kuvveti taşıma gücü de azalacaktır, etriyelerin açılması da kesme kuvveti taşıma gücünü azaltacaktır. Bu durumda kolonda kesme kırılması da başlayacaktır [49].



**Şekil 3.8:** Kolonlarda mafsallaşmaların ileri aşaması

### 3.1.3.1 Kolonda kesme hasarı

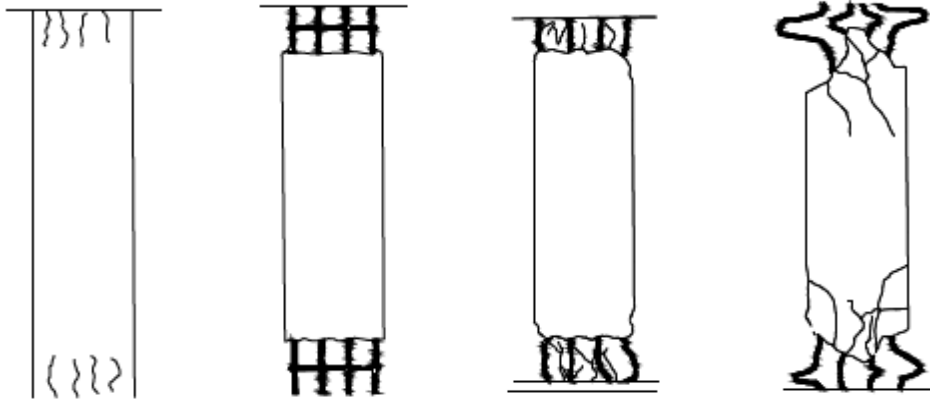
Kolonda oluşan  $45^\circ$  eğimli çatlaklar kolon kesme kuvveti taşıma kapasitesinin yetersizliğinin göstergesidir. Beton ile donatı arasında beton basınç dayanımının yetersizliği veya kolon boyuna donatılarının aralarına beton girmemesi nedeniyle aderans sağlanamadığı durumlarda donatı üzerindeki beton kabuk kopup düşer. Beton ve donatı birlikte çalışmadığı için donatılar akma gerilmesine ulaşmadan betondan ayrılır. Böylece betonarme kolon istenen moment kapasitesine ulaşamaz. Şekil 3.9'da ileri düzeydeki kolon kesme kırılması hasarları görülmektedir [49].



Şekil 3.9: Kolonlarda kesme hasarı

### 3.1.3.2 Kolonlarda basınç kırılması

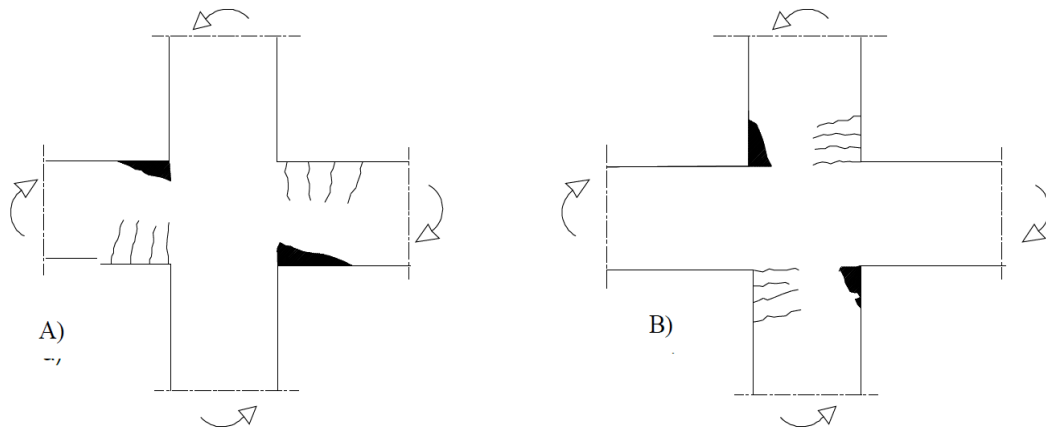
Kolona etkiyen eksenel yük, kolon eksenel yük taşıma kapasitesinin %50'sinden fazla ise deprem sırasında basınç kırılması ile hasar oluşur. Bu hasar beton dayanımının düşük olması sonucunda da oluşabilir. Bu durum, kolon boyuna donatısının akma sınırına ulaşmadan betonun ezilerek çatlaması şeklinde gelişir ve ani yıkılmalara sebep olabilir. Kolon dış yüzünde betonda oluşan düşey çatlaklardan sonra kolon boyuna donatısı dışarı doğru burkulmaya başlar (Şekil 3.10) [49].



Şekil 3.10: Kolonlarda basınç hasarı

### 3.1.4 Kolon-kiriş birleşim bölgesi hasarı

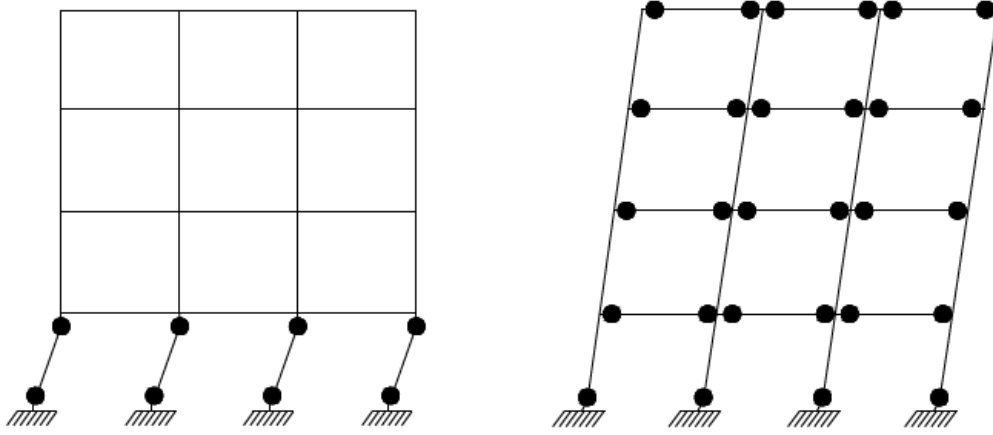
Kolon-kiriş birleşim bölgesinde meydana gelen çatlama ve hasar, sistemin yatay yük taşıyıcılığını ve rijitliğini doğrudan etkilediğinden, belirlenmesine özen gösterilmelidir. Şekil 3.11’de böyle bir bölgedeki güç tükenme biçimi gösterilmiştir. Uygun düzenlenmiş bir birleşim bölgesinde, kirişte plastik mafsall oluşumu görüleceğinden Şekil 3.11.a’da verilen türden bir güç tükenmesi beklenir ve bu suretle taşıyıcı sistemin genel kararlılığı korunmuş olur. Şekil 3.11.b’de ise zayıf kolon-kuvvetli kiriş durumunda olduğu için arzu edilmez [50].



Şekil 3.11: a) Güçlü kolon ve b) Güçlü kiriş durumunda kolon-kiriş birleşim bölgesi

hasarı

Kuvvetli kiriş-zayıf kolon sistemlerinde önce kolonlarda mafsallaşma oluşur. Sistem sünekliği oldukça düşüktür. Hâlbuki bunun tersi durumda (kuvvetli kolon-zayıf kiriş), akma önce zemin kat kirişlerinde gerçekleşir. Kuvvetli kolon-zayıf kiriş ilkesine uyulduğundan kirişler üst katlara doğru akmaya devam ederken ilk kat kolonları elastik durumdadır. Daha sonra en çok zorlanan ilk kat kolonları da mafsallaşır ve daha yukarı katlardaki kolonların da akması ile sistem göçer. Kirişler de enerji sönümüne katıldığı için sünek bir göçme mekanizması sağlanmış olur. İki mekanizmaya ait örnek Şekil 3.12’de verilmiştir. Dört katlı örnek yapıda göçme anında, 1. durumda 8 bölgede hasar oluşmuş, 2. durumda ise 28 yerde hasar gözlenmiştir. Her hasar bölgesinde eşit enerji tüketildiğini varsaysak bile kuvvetli kolon-zayıf kiriş sistemi, diğerine göre 4 kat fazla enerji tüketebilmektedir [51].



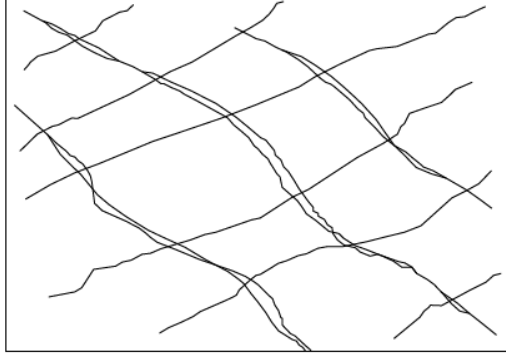
**Şekil 3.12:** Göçme mekanizması 1) Kuvvetli kiriş-zayıf kolon ve 2) Kuvvetli kolon zayıf kiriş

### 3.1.5 Perde hasarları

Perdelerde oluşan deprem hasarları yapı yüksekliğine göre değişir. Perdelerde üç farklı hasar meydana oluşabilir [28].

### 3.1.5.1 Kesme çatlakları

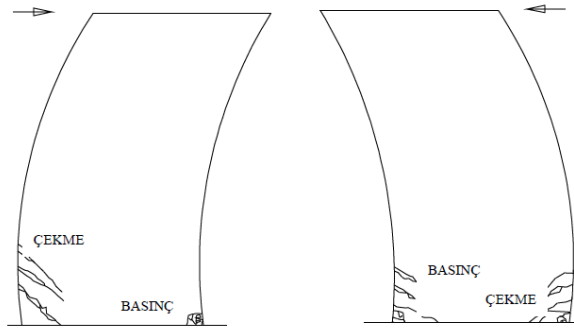
Çok katlı olmayan alçak yapılarda genellikle kesme çatlakları meydana gelir (Şekil 3.13). Bu tür yapılara ait perdelerde çoğunlukla X köşegen çatlakları görülür. Bu çatlaklar kesme kuvveti ile oluşan eğik çekme gerilmelerinden oluşur. Bu durum yapının ani bir şekilde göçmesine sebep olabilir. Bu nedenle dikkat edilmelidir [49].



Şekil 3.13: Perdelerde kesme çatlakları

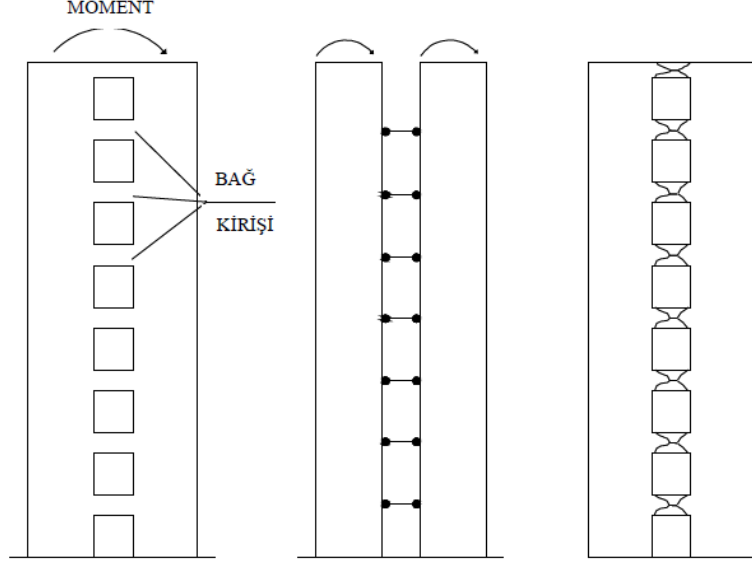
### 3.1.5.2 Eğilme çatlakları

Perdede eğilme çatlağına ve hasarına nadir olarak rastlanır. Muhtemelen bu olaya yaklaşıldığında çoğu zaman temelde bir dönme meydana gelerek momentin kesit kapasitesinin üzerine çıkması önlenir. Buna karşılık kesme kuvveti artmaya devam ettiği için kesme güç tükenmesi daha sık oluşur (Şekil 3.14) [11].



Şekil 3.14: Perdelerde eğilme çatlakları hasar biçimi

Boşluklu perde duvarda oluşan hasarlar ile boşluksuz perde duvarda oluşan hasarlar arasında farklılıklar vardır. Boşluklu perde duvarlar deprem sırasında birbirine bağ kirişleriyle bağlanmış iki dolu perde duvarı gibi davranmaktadır. Bu bağ kirişlerinin uçlarında kesme ve eğilme kırılmaları oluşur (Şekil 3.15) [50].



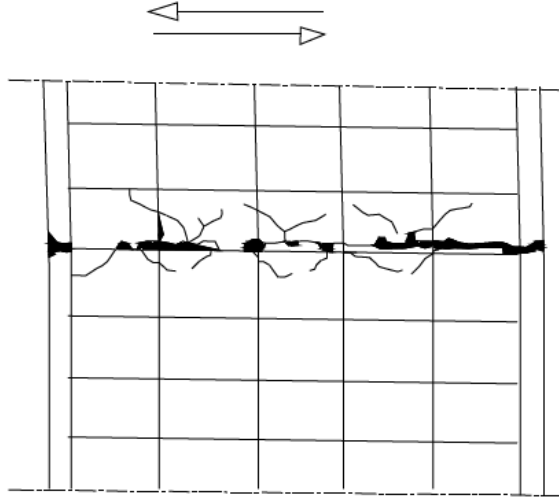
**Şekil 3.15:** Boşluklu perdelerde hasar biçimi

Bağ kirişlerinde bu hasarın oluşması durumunda boşluklu perde bağımsız iki perdeye dönüşür. Bu hasar sonucu ulaşılan en son nokta, perdenin tabanında eğilme çatlaklarının oluşmasıdır [49].

### 3.1.5.3 Kesme hasarı

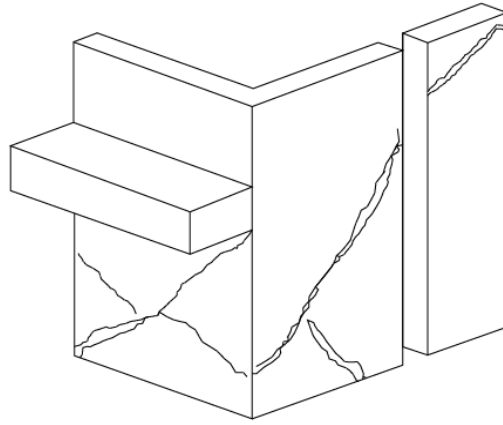
Perdenin kademeli inşa edilmesi nedeniyle oluşan inşaat derz yerinde kayma sık rastlanan bir hasar durumudur (Şekil 3.16). Bu olay, farklı zamanda dökülen iki betonun ara kesitinde yeterli bağın oluşmamasından kaynaklanır. Ara kesitte bulunan çatlağın yatay olması nedeniyle, kesit düşey yükler taşımaya devam eder, sistemin tümünü tehlikeye düşürecek bir durum ortaya çıkmayabilir [50].





**Şekil 3.16:** Perdelerde kayma çatlakları

Proje aşamasında perdelerin simetrik yerleştirilmemesi sonucu deprem esnasında perdelerde oluşan burulma momentlerinden dolayı hasarlar oluşabilmektedir. Bu durum Şekil 3.17’de görüldüğü gibi hasarlara neden olmaktadır.

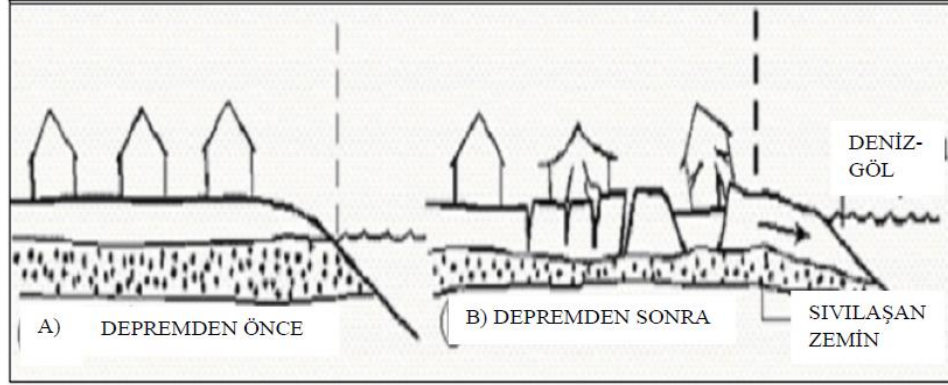


**Şekil 3.17:** Burulma çatlakları oluşmuş bir perde duvar

### 3.1.6 Temel hasarları

Deprem sırasında akarsu havzalarında ve kıyı bölgesinde sık rastlanan bir olay zeminin sıvılaşmasıdır. Yer hareketi sonucu yükselen yer altı su seviyesi, titreşim etkisi

ile ince taneli zemin ve kumu suya doymun duruma getirir. Deprem hareketi süresince zeminde meydana gelen kayma gerilmeleriyle zemin sıvı gibi akıcı duruma gelir. Özellikle suya doymun kumun ovalık yerlerde, hemen hemen her önemli depremde sıvılaştığı görülür (Şekil 3.18) [50].



**Şekil 3.18:** Zemin sıvılaşması

Zemin sıvılaşması veya benzeri nedenlerden zeminin taşıma kapasitesinde oluşan azalma, binanın bir bütün olarak düşey oturmasına veya otururken dönmesine neden olabilir. Bu tür hareketler, kolonun tekil temeli veya plak temeli zımbalamaya zorladığını gösteren çatlakların oluşmasına neden olur. Temelin bir kısmının dolguda ve bir kısmının da sert yerel bir zeminde bulunması da deprem sırasında binada dönmelere neden olabilir [50].

### 3.2 Güçlendirme Yöntemleri

Her yapı farklı özellikler içerdiğinden, mevcut bir yapıda güçlendirme işlemi yapılmadan önce o yapıya uygun olabilecek güçlendirme yönteminin belirlenmesi gerekmektedir. Burada amaç, yapıda meydana gelen hasarın nedenlerini giderecek önlemlerin belirlenmesi ve hasarın ortaya çıkardığı direnç kaybının giderilmesi ya da tekrar hasar oluşmaması için yapılması gerekli güçlendirme işlemlerinin belirlenmesidir. Farklı hasar nedenleri değişik güçlendirme ilkelerinin uygulanmasını gerektirmekle

birlikte yine de hemen her durumda uygulanabilecek ortak önlemler vardır. Bu önlemler depreme dayanıklı yapı kavramı ile de bağlantılıdır [30].

Yapı sünekliğinin artırılması öncelikle düşünülmesi gerekli bir iyileştirme değildir. Süneklik; bir yapının, bir yapı elemanının veya bir kesitin, taşıma kapasitesinde önemli bir azalma olmadan büyük deformasyon yapabilme yeteneğidir. Bir yapının deprem dayanımında, plastik mafsallarda oluşan kesitlerde tüketilen enerji önemli bir rol oynar. Yeterli enerjinin tüketilebilmesi, büyük ölçüde plastik mafsalların olduğu kesitlerin sünekliğine bağlıdır [30].

Bir betonarme kesitin sünekliği, eksenel yük düzeyi yükseldikçe azalır. Bu nedenle, eksenel yük düzeyi çok düşük olan kirişlerin sünekliği kolonlarına oranla çok daha yüksektir. Bu durum göz önünde bulundurularak çerçeve tasarımı yapılırken plastik mafsalların kolonlarda değil, kirişlerde oluşturulmasına özen gösterilmelidir. Deprem yönetmeliğinde yer alan kolonların kirişlerden daha güçlü olması koşulu, kirişin kolona göre daha sünek bir davranış sergilemesi gerekliliğinden kaynaklanmaktadır [30].

Bir diğer yöntem yapı ağırlığını azaltmaktır. Bir yapıya gelen deprem kuvveti yapının ağırlığı ile orantılıdır. Bina ağırlığında yapılacak olan bir azaltma, yapıya etkiyecek olan deprem kuvvetinin aynı oranda azalmasına neden olacaktır. Bunun için yapıda tuğla duvar uygulaması yerine daha hafif malzeme kullanımı tercih edilebilir. Mevcut bir yapının üst katlarından bir ya da birkaçı yıkılabilir. Yapı içerisinde kullanılan ağır eşyalar veya iç/dış yüzeylerde kullanılan ağır kaplamalar kaldırılabilir [30].

Deprem kuvveti etkisi altında taşıma gücünde azalma meydana gelmiş olan yapıda; yapının taşıma gücünün artırılabilmesi için, hasar görmüş olan taşıyıcı elemanların yeni elemanlarla takviyesi, sistem içinde uygun ilave taşıyıcı elemanların yerleştirilmesi, mevcut elemanların enkesitlerinin genişletilmesi gibi yöntemlere başvurulur. Bu yöntemler sonucunda, yapı deprem yüklerine karşı elastik bölgede kalarak hasar oluşmadan kuvvetlere karşı koyabilir [30].

Betonarme yapıların güçlendirilmesi esas olarak eleman iyileştirilmesi ile güçlendirme ve sistem iyileştirilmesi ile güçlendirme olmak üzere iki tür olarak uygulanmaktadır. Bunların dışında, güçlendirme yöntemi olarak adlandırılmayan deprem talebini azaltmaya yarayan sönümleyici ve izolatörlerin kullanımına da rastlanmaktadır [30].

TBDY 2018'e göre bina güçlendirmesi; deprem sırasında binada hasara sebep olacak kusurların giderilmesi, binanın deprem performansını arttırmak için yeni elemanların eklenmesi ve bina ağırlığının azaltılması, binadaki mevcut elemanların deprem performansının artırılması gibi işlemleri içermektedir. Yönetmelik bu doğrultuda eleman ve sistem güçlendirme yöntemlerinde uygulamada sıkça kullanılan tekniklerden de bahsetmiştir [35].

### **3.2.1 Kolonların Sarılması**

TBDY 2018'e göre kolonların dayanım ve sünekliğini arttırmak için kullanılacak çeşitli yöntemlerden bahsedilmiştir. Bu yöntemlerin kolonların eğilme kapasitelerini arttırmadığı da belirtilmiştir [35].

#### **3.2.1.1 Betonarme Sargı**

Kolonun kabuk betonu örtüsü sıyrılarak ya da bu yüzeyin pürüzlendirilmesi ile uygulama yapılmaktadır. Betonarme sargıya yatay ve düşey donatı yerleştirilip, betonun dökülmesi ile uygulanır. Bu noktada dikkat edilmesi gereken husus minimum beton örtüsü kalınlığının sağlanmasıdır. Minimum kalınlık 100 mm olmalıdır. Bu yöntem, kat döşemesinin üstünden başlamalı ve üst kat döşemesinin altına kadar devam etmelidir. Yapılan sargının amacı aksel basınç dayanımının artırılmasıdır. Sarılmış kolonun kesme ve basınç dayanımlarının hesabında, sarılmış brüt kesit boyutları ile manto betonunun tasarım dayanımı kullanılmalıdır. Ancak elde edilen dayanımlar 0.9 ile çarpılarak azaltılmalıdır [35].

### 3.2.1.2 Çelik Sargı

Bu yöntem kolonun her köşesine boyuna köşebent yerleştirilip, köşebentlerin belli aralıklarla yerleştirilen yatay plakaların kaynaklanması ile uygulanmaktadır. Bu noktada dikkat edilmesi gereken en önemli husus köşebentler ve beton yüzeyi arasında boşluk kalmasını önlemektir. Ayrıca yatay plakalar sürekli olmalıdır. Çelik sargı ile elde edilen kesme dayanımı Denk.(3.1) ile hesaplanmalıdır [35].

$$V_j = \frac{t_j b d}{s} f_{yw} \quad (3.1)$$

Denk. (3.1)'de  $t_j$ ,  $b$  ve  $s$  yatay plakaların kalınlığı, genişliği ve aralığı,  $d$  ise kesitin faydalı yüksekliğini göstermektedir. Çelik sargı ile bindirmeli eklerin zayıflıklarının giderilmesi için sargı boyunun bindirme bölgesi boyundan en az %50 uzun olması ve çelik sargının donatı bindirme bölgesinde kolonun karşılıklı yüzlerinde düzenlenen, en az 16 mm çapında iki sıra bulonlu ankrajla sıkıştırılması gerekmektedir. Bindirme ekinin kolonun alt ucunda yapılmış olması durumunda en az iki sıra bulonlu ankraj alt döşemenin sırasıyla 250 ve 500 mm üzerinde yapılmalıdır [35].

### 3.2.1.3 Lifli Polimer (LP) Sargı

LP sargı lifleri, enine donatıya paralel olarak, sarılıp ve yapıştırılması ile sarılma sağlanmaktadır. LP sargı ile betonarme kolonun süneklik kapasitesini, kesme ve basınç dayanımı ve yetersiz boyuna donatı bindirmesi olması durumunda donatının kenetlenme dayanımının artmasını sağlamaktadır. LP sargı ile tüm kesit çevresi sarılmalıdır ve sargılama bitiminde en az 200 mm bindirme olmalıdır. Dikdörtgen şekilli kolonlarda LP sargı kolonun köşelerini en az 30 mm yarıçapında yuvarlatılması ile gerçekleştirilmelidir. LP ile sargılama ile elde edilen dayanım ve süneklik artışlarının hesap yöntemleri TBDY 2018'de verilmektedir [35].

### 3.2.1.3.1 Kolonların Kesme Dayanımının Arttırılması

LP ile sarılmış kolonlarda ve kirişlerde kesme kuvveti dayanımı Denk.(3.2) ile hesaplanır [35].

$$V_r = V_c + V_w + V_f \leq V_{max} \quad (3.2)$$

Kesme kuvveti dayanımına betonun katkısı  $V_c$ , enine donatının katkısı  $V_w$  ve asal basınç gerilmelerini sınırlamak üzere tanımlanan  $V_{max}$  değerleri TS 500 tarafından önerilen denklemler ile mevcut malzeme dayanımları kullanılarak hesaplanmalıdır. Kesme kuvveti dayanımına LP sargının katkısı  $V_f$  sargılamanın şeritler halinde olması durumunda Denk.(3.3) ile hesaplanmalıdır [35].

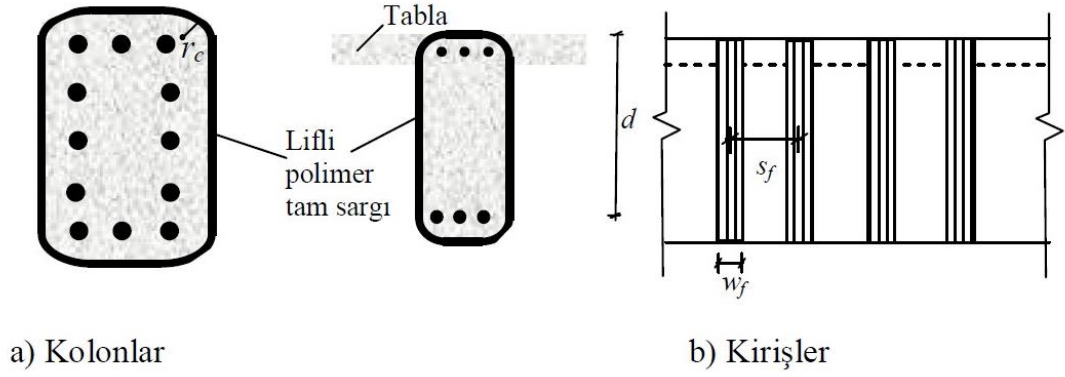
$$V_f = \frac{2 n_f t_f w_f E_f \varepsilon_f d}{s_f} \quad (3.3)$$

Denk.(3.3)'de  $n_f$  tek yüzdeki LP sargı tabaka sayısını,  $t_f$  bir tabaka LP için etkili kalınlığı,  $w_f$  LP şeridinin genişliğini,  $E_f$  LP elastisite modülünü,  $\varepsilon_f$  LP etkin birim uzama sınırını,  $d$  eleman faydalı yüksekliğini,  $s_f$  ise LP şeritlerin, eksenden eksene olmak üzere, aralıklarını göstermektedir (Şekil 3.19). Sargılamanın sürekli yapılması durumunda,  $w_f = s_f$  alınmalıdır. Etkin birim uzama değeri olarak Denk.(3.4) ve Denk.(3.5)'e göre belirlenen değerlerin küçük olanı alınmalıdır [35].

$$\varepsilon_f \leq 0.004 \quad (3.4)$$

$$\varepsilon_f \leq 0.5 \varepsilon_{fu} \quad (3.5)$$

Denk.(3.5)'te  $\varepsilon_{fu}$  LP kopma birim uzaması olarak adlandırılır. Şeritler şeklinde LP kullanılırsa LP şeritlerin aralıkları  $s_f$ ,  $(w_f + d/4)$  değerinden az olmalıdır [35].



**Şekil 3.19:** Kolon ve kirişlerde LP tam sargı [35]

### 3.2.1.3.2 Kolonların Eksenel Basınç Dayanımının Arttırılması

LP sargı ile eksenel basınç dayanımını arttırmak için, kolon kesitinin uzun boyutunun kısa boyutuna oranı iki buçuğu geçmemelidir. Kolonlar dikdörtgen kesitten elipse dönüştürülerek LP sargının etkisi arttırılabilir. Elips kesitler de uzun boyutun kısa boyuta oranı maksimum üç olmalıdır. LP ile sargı yapılmış bir kolonda eksenel yük dayanımı hesabı yapılırken beton basınç dayanımı  $f_{cd}$  yerine Denk.(3.6) ile belirtilen  $f_{cc}$  kullanılmalıdır [35].

$$f_{cc} = f_{cm} [1 + 2.4 (f_l / f_{cm})] \geq 1.2 f_{cm} \quad (3.6)$$

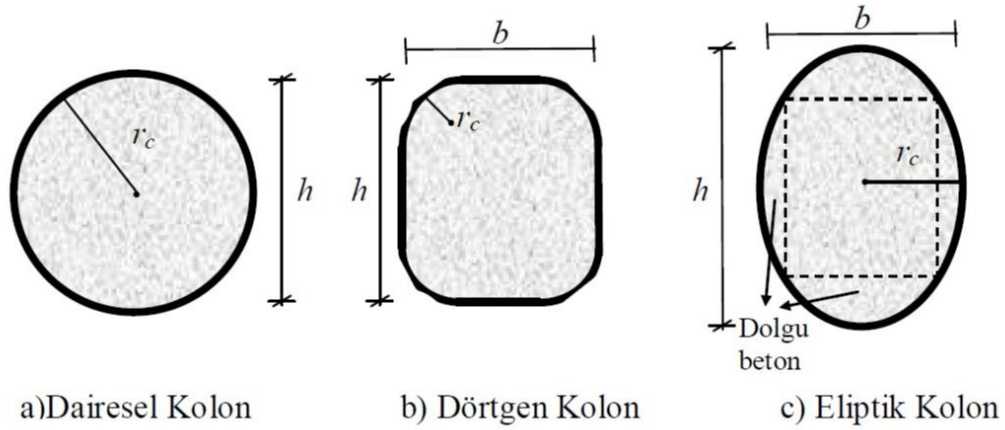
Denk.(3.6)'da  $f_{cm}$  sarılmayan betonun basınç dayanımı,  $f_l$  LP sargılamasının sağlamış olduğu yanal basınç miktarıdır.  $f_l$  Denk.(3.7)'ye göre hesaplanmalıdır [35].

$$f_l = \frac{1}{2} \kappa_a \rho_f \varepsilon_f E_f \quad (3.7)$$

Denk.(3.7)'de  $\varepsilon_f$  Denk.(3.4) ve Denk.(3.5)'ten küçük olanıdır. Bu denklemde  $\kappa_a$  kesit şekil etkinlik katsayısı,  $\rho_f$  LP hacimsel oranıdır.  $\kappa_a$  çeşitli kesitler için Denk.(3.8)'de verilmiştir [35].

$$\kappa_a = \begin{cases} 1 & \text{Dairesel kesit} \\ \frac{b}{h} & \text{Elips kesit} \\ 1 - \frac{(b-2r_c)^2 + (h-2r_c)^2}{3bh} & \text{Dikdörtgen kesit} \end{cases} \quad (3.8)$$

Denk.(3.8)'de verilen çeşitli kesitlerde  $b$  ve  $h$  dikdörtgen şekil için kısa ve uzun kenar boyutu, eliptik şekil için kısa ve uzun boyutu,  $r_c$  ise dikdörtgen kesitlerde köşelerde yapılan yuvarlatmanın yarıçapını, dairesel şekil için yarıçapı gösterir (Şekil 3.20) [35].



**Şekil 3.20:** Farklı geometrik şekillerdeki kolonların LP sargı hesabı için yuvarlatma yarıçapları [35]

### 3.2.1.3.3 Kolonların Sünekliğinin Arttırılması

LP sargılama ile kolonların sünekliğinin arttırılabilmesi için, kolon kesitinin uzun boyutunun kısa boyutuna oranı iki buçuktan fazla olmamalıdır. Elips kesitlerde uzun boyutun kısa boyuta oranı en fazla üç olmalıdır. LP ile sargılanmış bir kolonda sargılanmış beton basınç dayanımına karşı gelen birim kısalma ( $\varepsilon_{cc}$ ) Denk.(3.9) ile belirlenebilir [35].

$$\varepsilon_{cc} = 0.002 [1 + 15 (f_l/f_{cm})^{0.75}] \quad (3.9)$$



LP ile sargı yapılması durumunda Denk.(3.6) ve Denk.(3.9)'daki  $f_l$  Denk.(3.7) ile hesaplanmalıdır. Denk.(3.7)'de  $\varepsilon_f$  için Denk.(3.5) ile ulaşılan değer ve 0.01'den küçük olanı alınmalıdır [35].

Doğrusal hesap yöntemleri kullanılırken herhangi bir kolonda Denk.(3.9) ile hesaplanan  $\varepsilon_{cc}$  değerinin 0.018 değerinden büyük olması durumunda söz konusu kolonun sargılanmış olduğu, aksi halde sargılanmamış olduğu kabul edilir [35].

LP ile sarılmış kesitlerde moment-eğrilik bağıntısına ulaşılırken, LP ile sarılmış beton için idealleştirilmiş gerilme-şekil değiştirme bağıntısı kullanılabilir. Bu bağıntıda gerilme ve şekil değiştirme değerleri  $f_{cm}$  ve 0.002 olarak kullanılabilir. Gerilme-şekil değiştirme ilişkisinin son değerleri Denk.(3.6) ve Denk.(3.9) ile hesaplanmalıdır. Plastik şekil değiştirmelerin meydana geldiği LP ile sarılmış taşıyıcı sistem elemanlarındaki, performans düzeyleri ile maksimum beton birim kısalma değerleri kesit göçme öncesi hasar sınırı Denk.(3.9) ile hesaplanan değere eşittir. Kontrollü hasar sınırı Denk.(3.9)'da hesaplanmış değer %75'i, sınırlı hasar sınırı için ise 0.004 alınmalıdır. Elde edilen değerler ve donatı çeliğinin birim uzama değerleri performans düzeyine bağlı olarak, TBDY 2018'e göre hesaplanan üst sınır değerleri aşmamalıdır [35].

#### 3.2.1.3.4 Yetersiz Bindirme Boyu için Kolonlarda Sargılama

Nervürlü boyuna donatıya sahip kolonlarda bindirme boyu yetersizliğini önlemek için kullanılması gereken LP kalınlığı miktarı Denk.(3.10)'a göre hesaplanmalıdır [35].

$$t_f = \frac{b_w(f_{\ell hs} - f_{hs})}{2E_f 0.001} \quad (3.10)$$

Denk.(3.10)'daki  $f_{hs}$  Denk.(3.11)'e,  $f_{\ell hs}$  Denk.(3.12)'ye göre hesaplanmalıdır [35].

$$f_{hs} = 0.001\rho_{sh}E_s \quad (3.11)$$

$$f_{\ell hs} = \frac{2r_c}{b_w} \frac{A_s f_{ym}}{\left[ \frac{p}{2n} + 2(\phi + d') \right] L_s} \quad (3.12)$$

### 3.2.1.3.5 Betonarme Kolon-Kiriş Birleşim Bölgelerinin Güçlendirilmesi

Betonarme kolon-kiriş birleşim bölgeleri, liflerin asal çekme gerilmelerine paralel doğrultuda yapıştırılması ile güçlendirilebilir. Uygulanacak güçlendirme detaylarının etkinliği deneysel olarak kanıtlanmış olmalıdır. Hesaplarda dikkate alınacak LP etkin birim uzama değeri Denk.(3.4)'teki şartı sağlamalıdır [35].

#### 4. DENEYSEL ÇALIŞMA

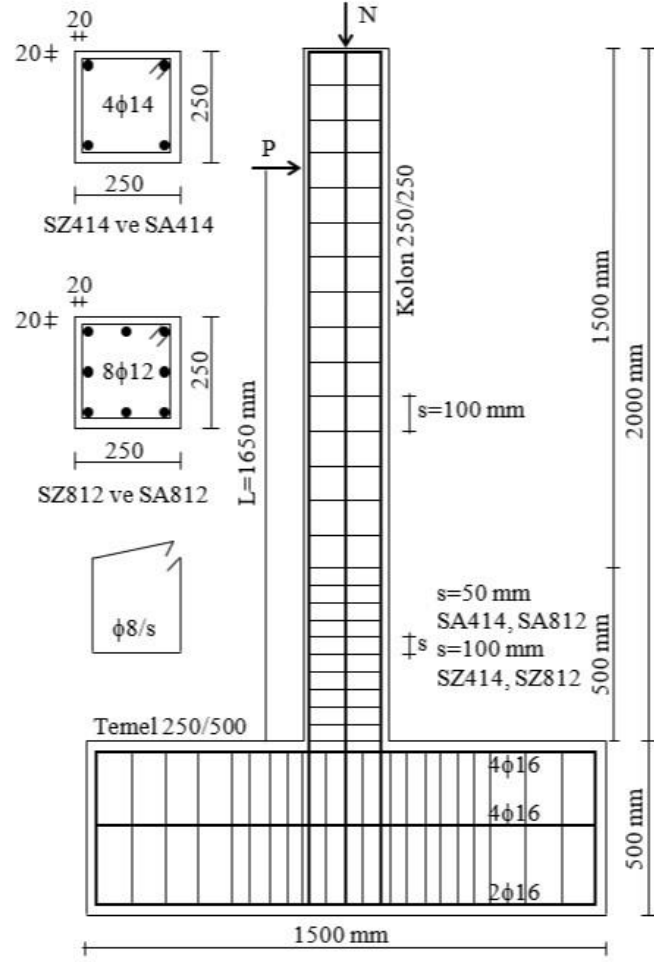
Yapılan çalışmada onarım görmüş kolonların güçlendirilmesi incelenmiştir ve bunun üzerine deneyler gerçekleştirilmiştir. Bunun için, enine ve boyuna donatı oranları farklı 8 adet 250×250 mm kesitli kolon numune üzerinde, sabit aksenal yük ve tekrarlı tersinir yatay yükler altında, her bir kolon için üçer kez olmak üzere, 24 deneysel çalışma yapılmıştır. Numunelerde farklı dayanımdaki beton ve farklı donatılar kullanılarak; donatı ve betonun, taşıma kapasitesi ve sünekliliğe etkisi araştırılmıştır.

İlk deneyler için 8 numunenin tamamı aynı anda hazırlanmıştır. Bütün numuneler için beton basınç dayanımı  $f_c=9.2$  MPa'dır. 24 deneyin tamamı için aksenal normal kuvvet,  $N_d=0.40A_c f_{ck}=230000$  N=230 kN olarak uygulanmıştır.

Çalışmada; SZ812, SA812, SA414, SZ414 olarak adlandırılan numuneler mevcuttur. Numunelerin adlandırılma sistematığı aşağıdaki şekildedir.

**SA ve SZ:** Kolon sarılma bölgesindeki enine donatı sıklaştırmasını ifade etmektedir. **SZ** ifadesi kolon sarılma bölgesinde etriye sıklaştırması yapılmadığı ve enine donatıların kolon yüksekliği boyunca Ø8/100 mm olduğu anlamına gelmektedir. **SA** ifadesi ise kolon sarılma bölgesinde etriye sıklaştırması yapıldığı, bu bölgedeki enine donatıların Ø8/50 mm, diğer bölgelerde Ø8/100 mm olduğu anlamına gelmektedir.

**812 ve 414:** Kolon boyuna donatı sayısını ve çapını ifade etmektedir. İlk rakam kolon kesitindeki toplam boyuna donatı sayısını, kalan iki basamaklı sayı ise bu donatıların çapını (mm) göstermektedir. Şekil 4.1'de kolon numunelerinin bilgileri şekil üzerinde verilmiştir.



**Şekil 4.1:** Kolon numunelerinin bilgileri

#### 4.1 Kolon Numunelerinin Hazırlanması ve Deney Düzeneği

Onarım görmüş kolonların güçlendirilmesini incelemek amacıyla gerçekleştirilecek deneylerde kullanılan numunelerin üretimi, deney düzeneği ve ölçüm düzeneği ile ilgili detaylar aşağıda ayrıntılı olarak açıklanmıştır.

Ahşap kalıp imalatı deney numunelerinin boyutlarına uygun şekilde yapılmıştır (Şekil 4.2). Kalıp, beton dökümüne uygun şekilde hazır hale getirilmiştir.



**Şekil 4.2:** Numune Kalıpları

Çalışma kapsamında etriyeler için  $\text{Ø}8$ , kolon boyuna donatılar için  $\text{Ø}12$  ve  $\text{Ø}14$ , temel boyuna donatıları için  $\text{Ø}16$  nervürlü S420 donatı çeliği kullanılmıştır. Donatılar; numune boyutları, pas payı ve kanca boyları dikkate alınarak kesilmiştir.

Kalıp, beton dökümüne uygun şekilde hazır hale getirilip, donatıda pas payları dikkate alınarak numune donatısı kalıba yerleştirilmiştir (Şekil 4.3).



**Şekil 4.3:** Donatıların kalıba yerleştirilmesi

Numuneler beton dökümü için hazır hale geldikten sonra beton santralinden alınan hazır beton ile beton yerleşimi yapılmıştır. Betonun iyi yerleşmesi için vibratör kullanılmıştır. Vibratör kullanımının standartlara uygun şekilde yapılmasına özen gösterilmiştir. Toplamda 12 adet küp numune alınmıştır.

Günümüzde betonun kalite kontrolü, standart numuneler üzerinde uygulanan eksenel basınç dayanımı deneyi ile yapılmaktadır. Bu deneyin yapılış amacı dökülen betonun istenen dayanımda olup olmadığının kontrolüdür. Betonun standart basınç dayanımı (28 günlük); çapı 150 mm, yüksekliği 300 mm olan silindir numunelerin eksenel basınç altındaki dayanımı olarak tanımlanmakta olup; gerilme cinsinden ifade edilen dayanım, silindir kırılma yükünün numune alanına bölünmesi ile bulunmaktadır. Beton basınç dayanımı küp numuneler ile de belirlenebilir. Basınç deneyinde kullanılacak küp numunelerin boyutları 100×100×100 mm'dir. Silindir numunelerin dayanımı ise küp numune dayanımlarının yaklaşık 0.80 ile çarpılmasıyla elde edilebilir. Bu çalışma kapsamında küp numune tercih edilmiştir [52].

Numuneler pres makinesine konulurken makinenin iyice temizlenmiş olmasına ve numune pres makinesinin tam ortasına düzgün bir şekilde yerleştirilmesine dikkat edilmiştir (Şekil 4.4).



**Şekil 4.4:** Pres makinesine numunenin yerleştirilmesi ve basınç kuvveti uygulanması

Şekildeki gibi, pres içerisine yerleştirilen küp numune tek eksenli basınç yükü uygulanarak kırılmaktadır.  $P$  uygulanan eksenel yük,  $A_o$  numune enkesit alanı olmak üzere, numunenin basınç dayanımı  $\sigma = P/A_o$  şeklinde hesaplanır. Yükleme hızı 0.2 MPa/s olarak uygulanmaktadır.

Deney sonucunda elde edilen küp numunelerinin basınç dayanımlarının ortalaması 9.2 MPa olarak tespit edilmiştir (Tablo 4.1).

**Tablo 4.1:** Beton basınç deneyi sonuçları

Numune	28 Günlük Basınç Dayanımı	
Küp	11.96 MPa	Ortalama: 11.49 MPa
Küp	11.63 MPa	
Küp	11.51 MPa	
Küp	12.19 MPa	
Küp	11.82 MPa	
Küp	11.13 MPa	
Küp	11.37 MPa	
Küp	11.38 MPa	
Küp	11.74 MPa	
Küp	11.04 MPa	
Küp	10.80 MPa	
Küp	11.41 MPa	
<b>Eşdeğer Silindir</b>	<b><math>0.8 \times 11.49 = 9.2</math> MPa</b>	

Çalışma kapsamında kullanılan S420 donatı çeliklerinden 3'er adet numune alınmış ve eksenel çekme deneyine tabi tutulmuştur.

Çelik çekme testleri; standartlara göre hazırlanan deney numunelerinin tek eksen ve sabit bir hızda kopma gerçekleşinceye kadar çekilmesi işlemidir [53].

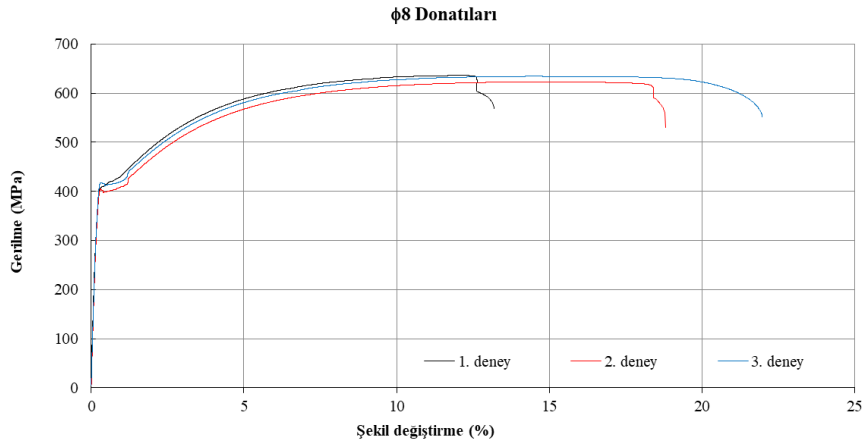
40 cm boyunda kesilen 3 adet  $\phi 8$ , 3 adet  $\phi 12$  ve 3 adet  $\phi 14$  donatıları çelik çekme deneyine tabi tutulmuştur. Hazırlanan numuneler çekme makinesinin çenelerine

takılarak deney yapılmıştır. Deney sırasında çekme numunesine sürekli artan çekme kuvveti uygulanmıştır ve kırılma anına kadar hem uygulanan kuvvet hem de numunede meydana gelen uzama kaydedilmiştir (Şekil 4.5).



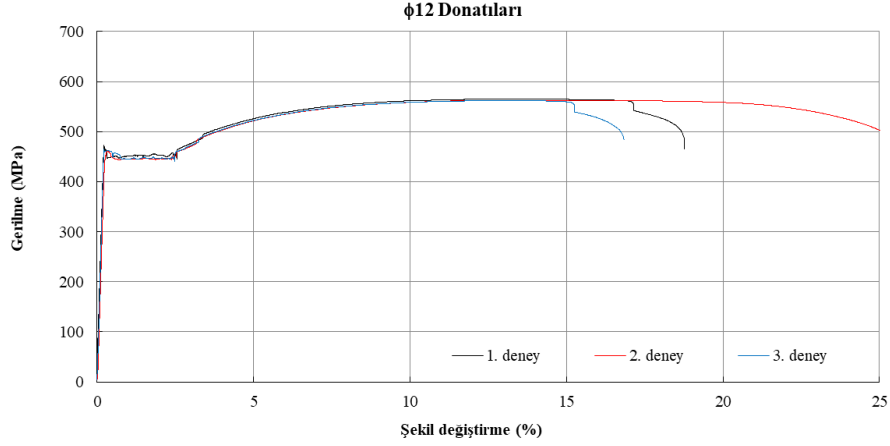
Şekil 4.5: Donatı çekme deneyi

Bu deney sonucunda kuvvet (F)-uzama ( $\Delta l$ ) eğrisi elde edilir. Ancak bu eğri ile birlikte kullanılan numunenin boyutlarını da vermek gerekir. Bu nedenle, bu eğri yerine gerilme-birim uzama eğrisi kullanılır. Deneylerde kullanılan kolon numunelere yerleştirilecek  $\phi 8$ ,  $\phi 12$  ve  $\phi 14$  donatılarının gerilme-birim uzama eğrileri çelik çekme deneyi ile elde edilmiştir. Her bir donatı için üçer kez yapılan çelik çekme deneyinden elde edilen grafikler Şekil 4.6, Şekil 4.7 ve Şekil 4.8’de verilmiştir.

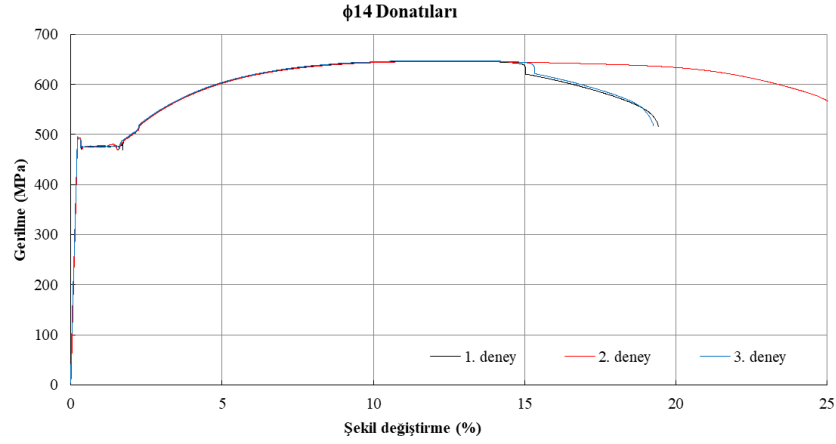


Şekil 4.6:  $\phi 8$  için gerilme-şekil değiştirme eğrisi





**Şekil 4.7:** φ12 için gerilme-şekil değiştirme eğrisi



**Şekil 4.8:** φ14 için gerilme-şekil değiştirme eğrisi

Çekme deneyi sonucunda malzemenin orantı sınırı, elastik sınırı, akma sınırı ve çekme dayanımı gibi değerleri ile kopma uzaması belirlenir.

Orantı sınırı: Gerilme-birim uzama diyagramında Hooke yasasının, yani  $\sigma = E \times \varepsilon$  bağıntısının geçerli olduğu doğrusal kısmı sınırlayan gerilme değeridir.

Elastiklik sınırı: Malzemeye etki eden kuvvet kaldırıldığında plastik deformasyonun görülmediği, yalnız elastik şekil değiştirmenin olduğu en yüksek değerdir.

Akma sınırı: Malzemeye uygulanan kuvvetin hemen hemen sabit kalmasına rağmen, plastik şekil değiştirmenin arttığı, aynı zamanda çekme diyagramındaki doğrusallığın bozulduğu bölgede elde edilen değerdir.

Çekme dayanımı: Malzemenin kopma veya kırılma sınırına kadar ulaşılan en yüksek çekme gerilmesi olarak adlandırılır.

Bu deneylerden elde edilen sonuçlar Tablo 4.2’de verilmiştir.

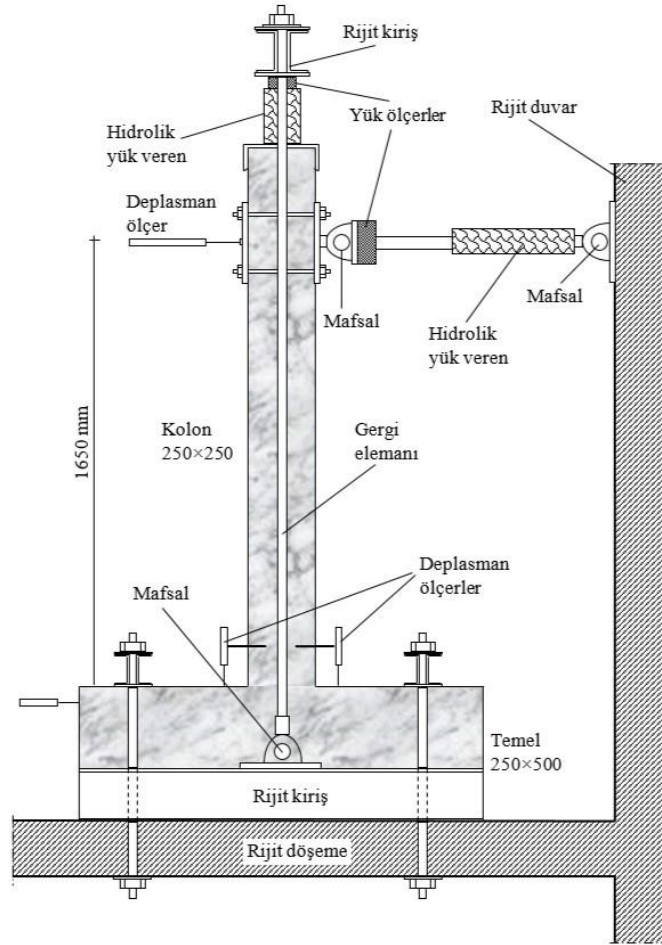
**Tablo 4.2:** Çelik çekme deneyi sonuçları

Donatı Çapı	Deney No	$E$ (MPa)	$f_{sy}$ (MPa)	$\epsilon_{sy}$ (%)	$\epsilon_{sh}$ (%)	$f_{su}$ (MPa)	$\epsilon_{su}$ (%)
φ8	1	200987	404	0.20099	0.919	634	12.152
	2	208777	397	0.19028	1.196	623	14.884
	3	206931	411	0.19845	1.162	634	14.581
Ortalama		205565	404	0.19657	1.092	631	13.872
φ12	1	183636	445	0.24259	2.550	565	13.085
	2	214921	443	0.20632	2.530	563	14.220
	3	203310	441	0.21685	2.390	562	13.196
Ortalama		200622	444	0.22192	2.490	563	13.500
φ14	1	213335	469	0.22002	1.720	647	12.163
	2	241786	469	0.19409	1.700	646	12.530
	3	226375	470	0.20760	1.590	648	12.277
Ortalama		227165	470	0.20724	1.670	647	12.323
Ortalama Deney Değerleri							
Donatı		$E$ (MPa)	$f_{sy}$ (MPa)	$\epsilon_{sy}$	$\epsilon_{sh}$	$f_{su}$ (MPa)	$\epsilon_{su}$
φ8		205000	404	0.00197	0.011	631	0.139
φ12		200000	444	0.00222	0.025	563	0.135
φ14		227000	470	0.00207	0.017	647	0.123

Hazırlanan kolon numunelerinin kırılmasında kullanılacak olan deney düzeneği Şekil 4.9 ve Şekil 4.10’de gösterilmiştir.



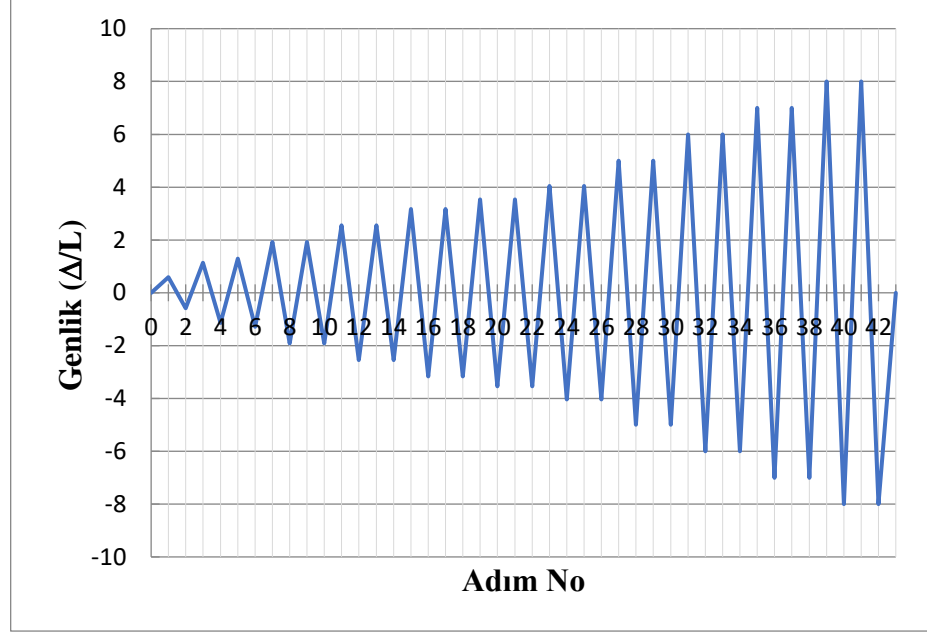
Şekil 4.9: Deneş Düzenegİ



Şekil 4.10: Deneş Düzenegİ

Deney düzeneği montaj ve sabitleme kısımları, hidrolik pistonları ile kolon numunesinin deney düzeneğine montajının yapıldığı kısımlardır. Hidrolik pistonlar eksenel ve yatay yük sağlayıcılar olarak ikiye ayrılmaktadır. Yatay yük veren piston, reaksiyon duvarına bağlanmış olup, eksenel yük veren piston ise kolon numunelerde eksantriklik oluşturmayacak şekilde tasarlanmıştır. Deney numuneleri tüm yük yönlerinde tersinir yükler de göz önünde bulundurularak sabitlenmiştir. Bu sabitleme işlemi NPU ve lamalar ile teşkil edilmiş çok parçalı çelik başlıklarla ve bunları rijit döşemeye sabitleyen 5 cm çapında miller tarafından sağlanmıştır. Deney sırasında sabit eksenel yük ve tekrarlı yatay yük olarak iki farklı yükleme aynı anda yapılmıştır. Eksenel yük verici, bir başlık yardımı ile kolon üstüne oturtulmuş olup, sabitleme bölümleri ile kolon üst ucuna yük aktarımını yapmaktadır. Kolon numunelere yatay yük verilmesi için de hidrolik piston kullanılmış olup tersinir yüklerin kolona aktarılması için kolon birleşim noktasında kolona levhalar ile tutturulmuştur. Yük ölçerler, yatay yük ve düşey yüklerin değerini ölçmek için hidrolik pistonların üzerine monte edilmiştir. Deney düzeneğinde 3 adet hesaplara veri sağlayan sağlayan ve 2 adet kontrol amaçlı potansiyometrik cetvel kullanılmıştır. Potansiyometrik cetvellerin çalışma prensibi, oluşan küçük yer değiştirmelerin elektrik sinyallerinin hızı olarak bilgisayara aktarması ve böylelikle hassas ölçüm sağlamasıdır [54].

Numuneye uygulanan yüklemede, kolon hasar düzeylerini incelemek amacıyla hazırlanan kolona tersinir artan statik yatay yük uygulanmıştır. Artan tersinir yükleme için Şekil 4.11'de verilen deplasman esaslı yükleme şekli uygulanmıştır. Buna göre her bir genlik için iki yönde ikişer yükleme yapılmıştır. Yükleme deplasman esaslı verilmiş olup deplasmana bağlı olarak yük ve hasar değerleri incelenmiştir.



Şekil 4.11: Deplasman esaslı yükleme profili

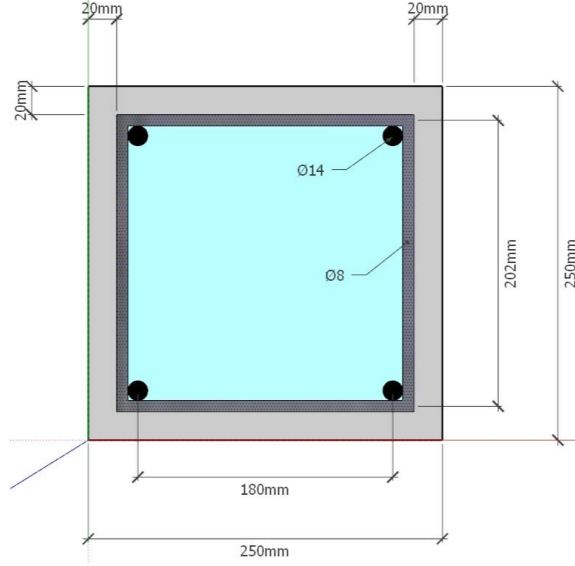
Deneyler sırasında kolon boyunca donatılardaki burkulmanın sınırlandırılması için; birinci deneyler 28. adımın sonunda, ikinci deneyler 18. ile 26. adımların sonunda, üçüncü deneyler ise 42. adımın sonunda sonlandırılmıştır.

#### 4.2 Kolon Numunelerinin Kırılması (1. Deneyler)

Tablo 4.3: Kolon numunelerine ait genel bilgiler

Numune Adı	Numune No	Boyuna Donatı	Enine Donatı	Boyuna Donatılar Arası Mesafe (mm)	Beton Dayanımı $f_{ck}$ (MPa)
SA414	2, 4	4 $\phi$ 14	$\phi$ 8/50	180	9.2
SA812	5, 7	8 $\phi$ 12	$\phi$ 8/50	91	9.2
SZ414	6, 8	4 $\phi$ 14	$\phi$ 8/100	180	9.2
SZ812	1, 3	8 $\phi$ 12	$\phi$ 8/100	91	9.2

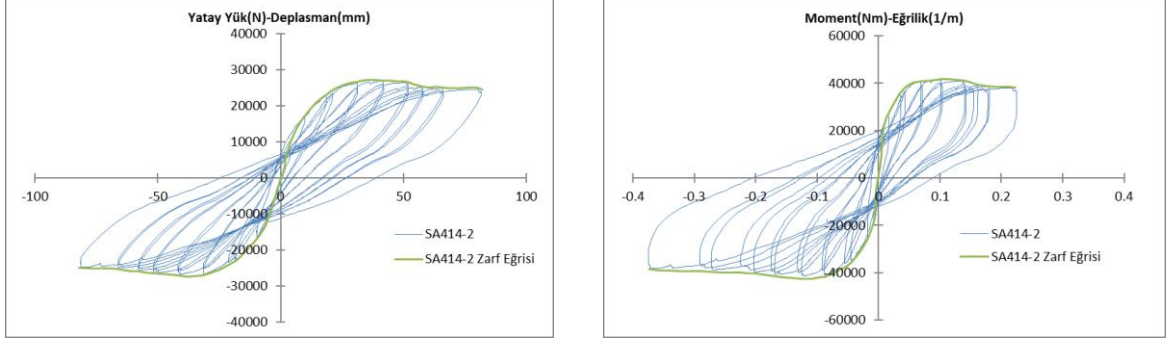
#### 4.2.1 SA414 Numune Bilgileri ve Deney Sonuçları



Şekil 4.12: SA414 numunesinin enkesiti

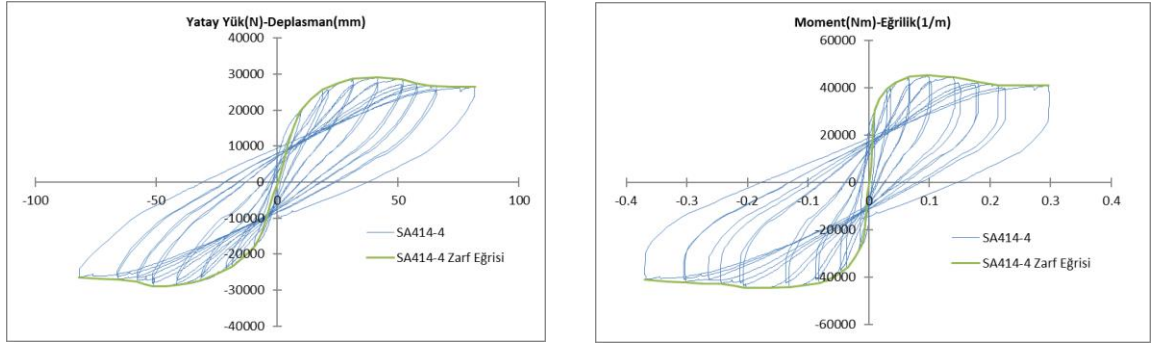
Tablo 4.4: SA414 numune bilgileri

<b>Boyuna donatı: 4Ø14 (615.75 mm<sup>2</sup>)</b>	
Akma gerilmesi ( $f_{sy}$ )	470 MPa
Akma şekil değiştirmesi ( $\epsilon_{sy}$ )	%0.207
Kopma gerilmesi ( $f_{su}$ )	647 MPa
Kopma şekil değiştirmesi ( $\epsilon_{su}$ )	%12.30
Pekleşme şekil değiştirmesi ( $\epsilon_{sh}$ )	%1.70
<b>Enine donatı: Ø8/50 (2 kollu etriye)</b>	
Akma gerilmesi ( $f_{sy}$ )	404 MPa
Akma şekil değiştirmesi ( $\epsilon_{sy}$ )	%0.197
Kopma gerilmesi ( $f_{su}$ )	631 MPa
Kopma şekil değiştirmesi ( $\epsilon_{su}$ )	%13.90
Kolonun temelden yüksekliği 2000 mm, moment kolu 1650 mm'dir. Eşdeğer silindirik basınç mukavemeti ( $f_{ck}$ ): 9.2 MPa Eksenel normal kuvvet: $N=0.40A_c f_{ck}=0.40 \times 250 \times 250 \times 9.2=230000$ N	



**Şekil 4.13:** SA414-2 numunesine ait yatay yük-deplasman ve moment-eğrilik grafikleri

Şekil 4.11’de verilmiş olan yükleme profiline göre yapılan, SA414-2 numunesi deneyi sırasında 4. adıma gelindiğinde ilk çatlaklar başlamıştır. 6. adımda çatlakların genişliklerinin arttığı görülmüştür. 13. adımda kabuk betonu dökülmeye başlamıştır. Kabuk betonunun dökülmeye başlamasıyla taşıma kapasitesinde azalma gözlemlenmiştir ve azalmanın diğer adımlarda da devam ettiği görülmüştür. 21. adımda donatı görünecek kadar kabuk betonunun döküldüğü gözlemlenmiştir. 26. adımda numunenin bir yüzündeki kabuk betonlarının tamamı dökülmüştür. Numune düşey konuma getirilerek deney 28. adımda bitirilmiştir (Şekil 4.13).

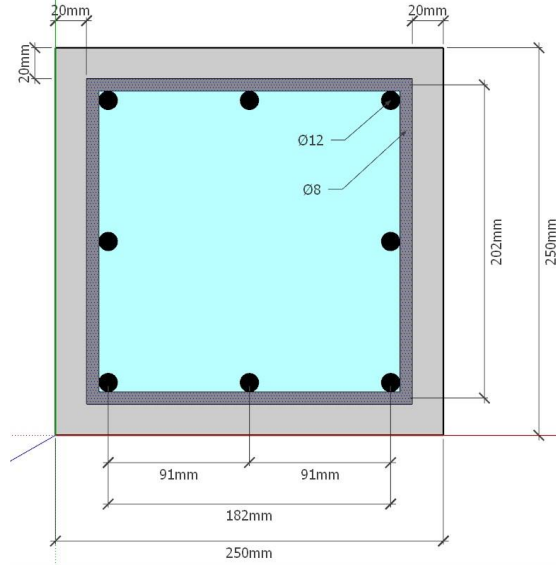


**Şekil 4.14:** SA414-4 numunesine ait yatay yük-deplasman ve moment-eğrilik grafikleri

SA414-4 numunesi deneyi sırasında 3. adımda çatlaklar oluşmaya başlamıştır. 11. adımda oluşan çatlakların genişlediği gözlemlenmiştir. 15. adımda kabuk betonu dökülmeye başlamıştır. Kabuk betonunun dökülmeye başlamasıyla taşıma kapasitesinde azalma gözlemlenmiştir ve azalmanın diğer adımlarda da devam ettiği görülmüştür. 23.

adımda kabuk betonu tamamen dökülmüştür. Numune düşey konuma getirilerek deney 28. adımda bitirilmiştir (Şekil 4.14).

#### 4.2.2 SA812 Numune Bilgileri ve Deney Sonuçları

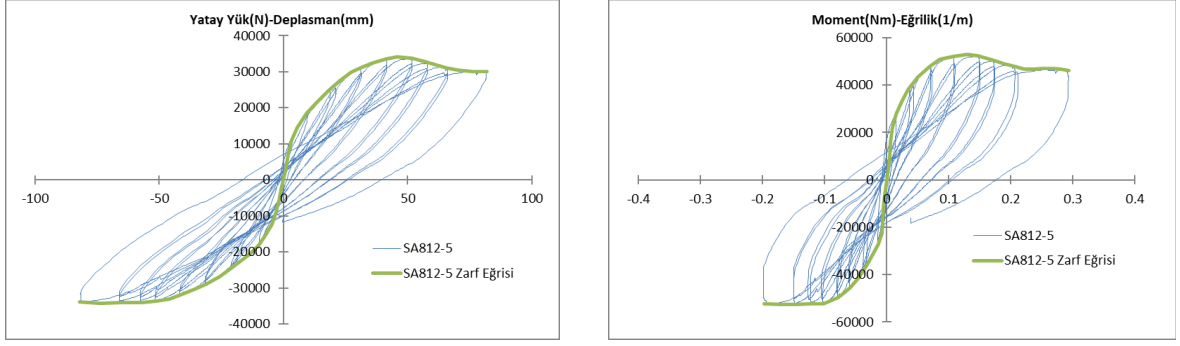


Şekil 4.15: SA812 numunesinin enkesiti

Tablo 4.5: SA812 numune bilgileri

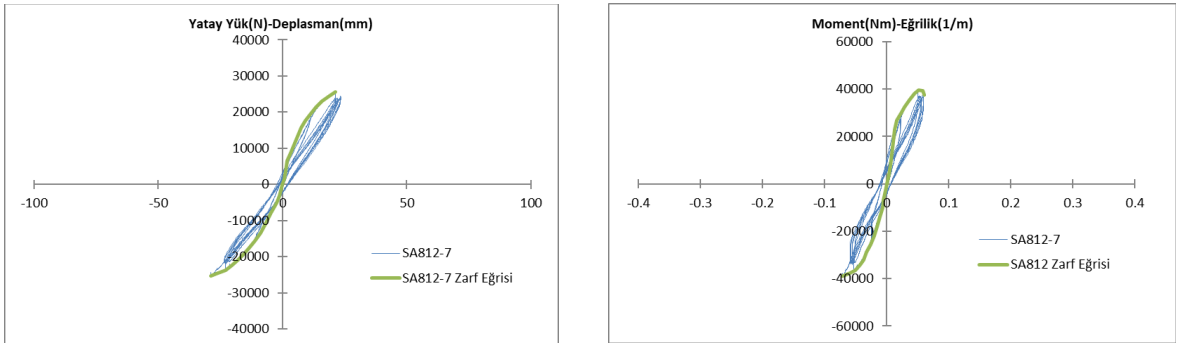
<b>Boyuna donatı: 8Ø12 (904.8 mm<sup>2</sup>)</b>	
Akma gerilmesi ( $f_{sy}$ )	444 MPa
Akma şekil değiştirmesi ( $\epsilon_{sy}$ )	%0.222
Kopma gerilmesi ( $f_{su}$ )	563 MPa
Kopma şekil değiştirmesi ( $\epsilon_{su}$ )	%13.50
Pekleşme şekil değiştirmesi ( $\epsilon_{sh}$ )	%2.50
<b>Enine donatı: Ø8/50 (2 kollu etriye)</b>	
Akma gerilmesi ( $f_{sy}$ )	404 MPa
Akma şekil değiştirmesi ( $\epsilon_{sy}$ )	%0.197
Kopma gerilmesi ( $f_{su}$ )	631 MPa
Kopma şekil değiştirmesi ( $\epsilon_{su}$ )	%13.90
Kolonun temelden yüksekliği 2000 mm, moment kolu 1650 mm'dir.	
Eşdeğer silindir basınç mukavemeti ( $f_{ck}$ ): 9.2 MPa	
Eksenel normal kuvvet: $N=0.40A_c f_{ck}= 0.40 \times 250 \times 250 \times 9.2=230000$ N	





**Şekil 4.16:** SA812-5 numunesine ait yatay yük-deplasman ve moment-eğrilik grafikleri

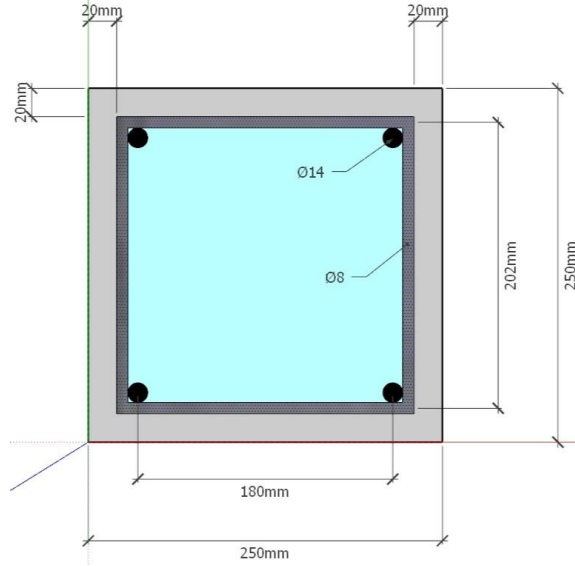
Şekil 4.11’de verilmiş olan yükleme profiline göre yapılan, SA812-5 numunesi deneyi sırasında 3. adıma gelindiğinde ilk çatlaklar oluşmaya başlamıştır. 6. adımda çatlakların genişliklerinin arttığı görülmüştür ve yeni çatlaklar tespit edilmiştir. 17. adımda kabuk betonu dökülmeye başlamıştır. 18. adımda temele yakın kısımlarda bulunan çatlakların genişliği artmıştır. Kabuk betonunun dökülmeye başlamasıyla taşıma kapasitesinde azalma gözlemlenmiştir ve azalmanın diğer adımlarda da devam ettiği görülmüştür. 27. adımda donatı görünecek kadar kabuk betonu döküldüğü gözlemlenmiştir. Numune düşey konuma getirilerek deney 28. adımda bitirilmiştir (Şekil 4.16).



**Şekil 4.17:** SA812-7 numunesine ait yatay yük-deplasman ve moment-eğrilik grafikleri

SA812-7 numunesi deneyi sırasında numuneye yatay yük verene bağlı 200 kN kapasiteli yük hücresi yanlışlıkla 300 kN’luk yük hücresi olarak tanımlanmıştır. Deney düzeneğinde yatay yük veren yük hücresinin yanlış tanımlanmasından ve deney sırasında meydana gelen elektrik kesintisi nedeniyle oluşan veri kaybından dolayı deney yarıda kalmıştır (Şekil 4.17).

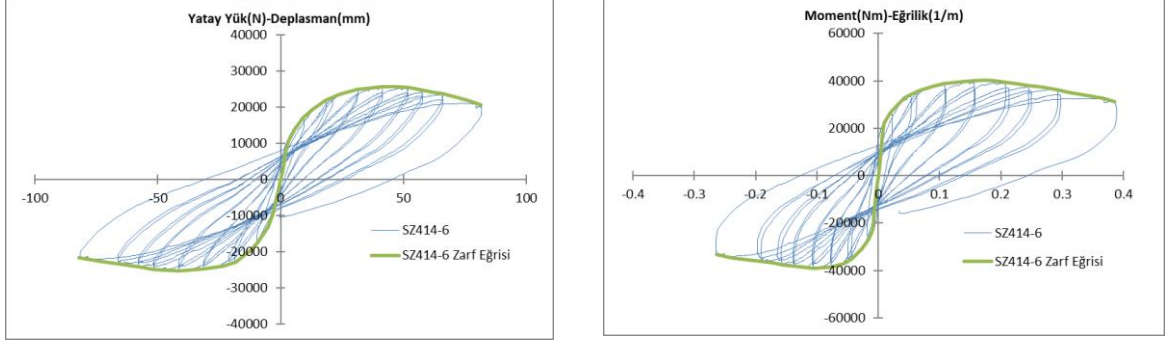
### 4.2.3 SZ414 Numune Bilgileri ve Deney Sonuçları



Şekil 4.18: SZ414 numunesinin enkesiti

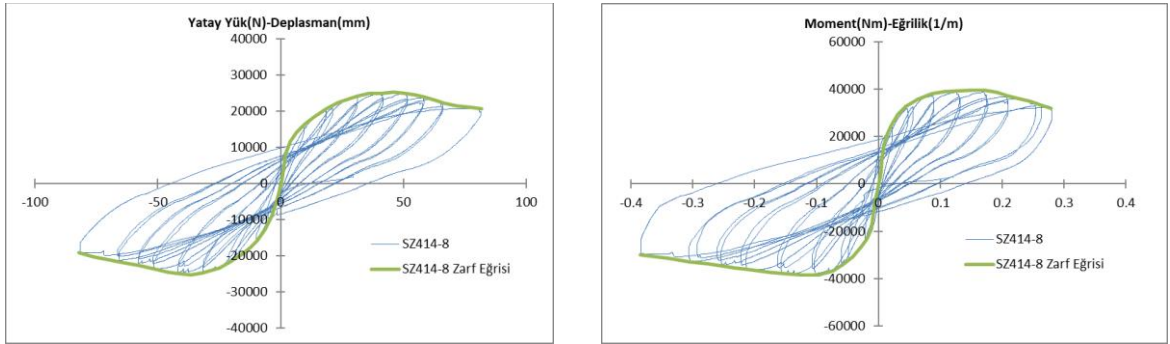
Tablo 4.6: SZ414 numune bilgileri

<b>Boyuna donatı: 4Ø14 (615.75 mm<sup>2</sup>)</b>	
Akma gerilmesi ( $f_{sy}$ )	470 MPa
Akma şekil değiştirmesi ( $\epsilon_{sy}$ )	%0.207
Kopma gerilmesi ( $f_{su}$ )	647 MPa
Kopma şekil değiştirmesi ( $\epsilon_{su}$ )	%12.30
Pekleşme şekil değiştirmesi ( $\epsilon_{sh}$ )	%1.70
<b>Enine donatı: Ø8/100 (2 kollu etriye)</b>	
Akma gerilmesi ( $f_{sy}$ )	404 MPa
Akma şekil değiştirmesi ( $\epsilon_{sy}$ )	%0.197
Kopma gerilmesi ( $f_{su}$ )	631 MPa
Kopma şekil değiştirmesi ( $\epsilon_{su}$ )	%13.90
Kolonun temelden yüksekliği 2000 mm, moment kolu 1650 mm'dir.	
Eşdeğer silindir basınç mukavemeti ( $f_{ck}$ ): 9.2 MPa	
Eksenel normal kuvvet: $N=0.40A_c f_{ck}=0.40 \times 250 \times 250 \times 9.2=230000$ N	



**Şekil 4.19:** SZ414-6 numunesine ait yatay yük-deplasman ve moment-eğrilik grafikleri

Şekil 4.11’de verilmiş olan yükleme profiline göre yapılan, SZ414-6 numunesi deneyi sırasında 1. adımda temel-kolon birleşim bölgesinde ilk çatlaklar oluşmaya başlamıştır. 3. adımda çatlak sayısının arttığı görülmüştür. 7. adımda çatlakların genişliklerinin arttığı görülmüştür. 11. adımda mevcut çatlakların genişliği artmıştır ve kabuk betonun dökülmeye başlamıştır. Kabuk betonunun dökülmeye başlamasıyla taşıma kapasitesinde azalma gözlemlenmiştir ve azalmanın diğer adımlarda da devam ettiği görülmüştür. 15. adımda özellikle kolon köşelerinde kabuk betonu dökülmesi artmıştır. Çatlaklar temelin içine doğru ilerlemiştir. 23. adımda kabuk betonunun tamamen döküldüğü gözlemlenmiştir. 28. adımda numune düşey konuma getirilerek deney bitirilmiştir (Şekil 4.19).

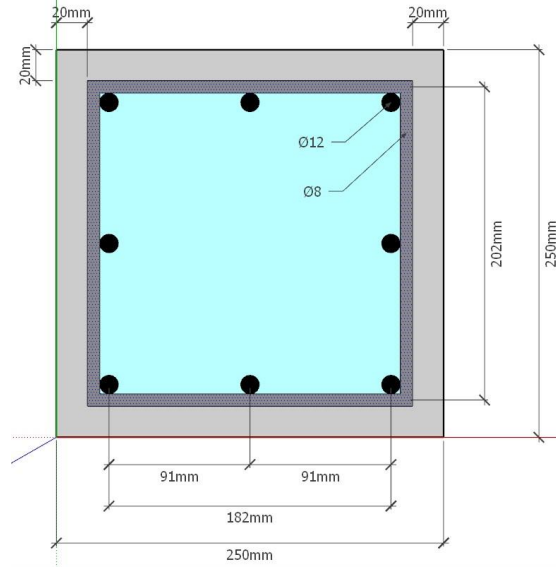


**Şekil 4.20:** SZ414-8 numunesine ait yatay yük-deplasman ve moment-eğrilik grafikleri

Şekil 4.11’de verilmiş olan yükleme profiline göre yapılan, SZ414-8 numunesi deneyi sırasında 5. adımda ilk çatlaklar oluşmaya başlamıştır. 8. adımda çatlak sayısının arttığı görülmüştür. 12. adımda çatlakların genişliklerinin arttığı görülmüştür. 15.

adımında kabuk betonu dökülmeye başlamıştır. Kabuk betonunun dökülmeye başlamasıyla taşıma kapasitesinde azalma gözlemlenmiştir ve azalmanın diğer adımlarda da devam ettiği görülmüştür. 20. adımda mevcut çatlakların genişliklerinde bariz bir artış olmuştur. 23. ve 24. adımlarda numunenin plastik mafsallık kısmında çok büyük bir çatlak oluşmuştur. 28. adımda numune düşey konuma getirilerek deney bitirilmiştir (Şekil 4.20).

#### 4.2.4 SZ812 Numune Bilgileri ve Deney Sonuçları

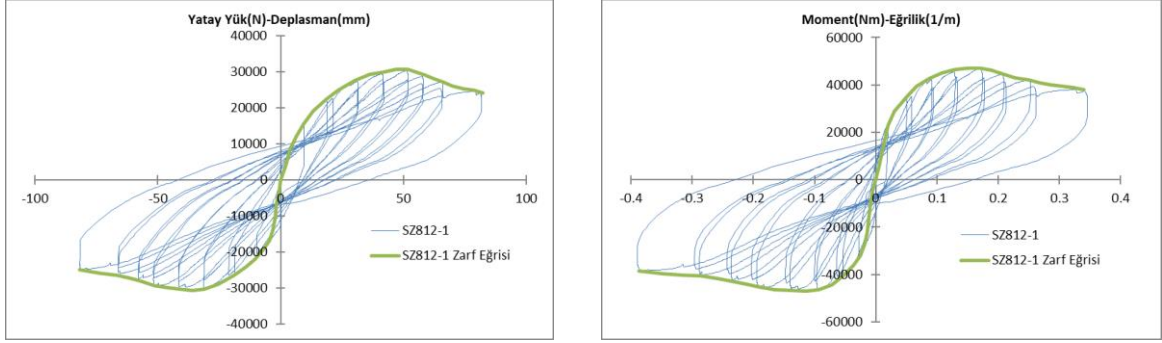


Şekil 4.21: SZ812 numunesinin enkesiti

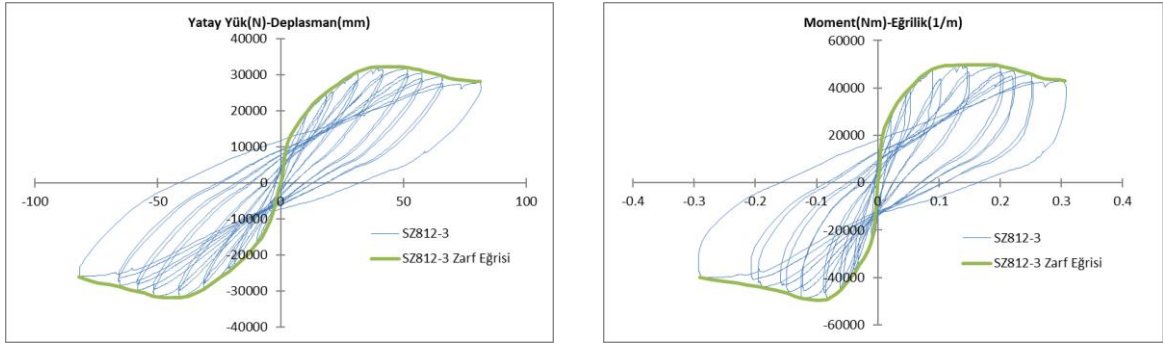
**Tablo 4.7:** SZ812 numune bilgileri

<b>Boyuna donatı: 8Ø12 (615.75 mm<sup>2</sup>)</b>	
Akma gerilmesi ( $f_{sy}$ )	444 MPa
Akma şekil değiştirmesi ( $\epsilon_{sy}$ )	%0.222
Kopma gerilmesi ( $f_{su}$ )	563 MPa
Kopma şekil değiştirmesi ( $\epsilon_{su}$ )	%13.50
Pekleşme şekil değiştirmesi ( $\epsilon_{sh}$ )	%2.50
<b>Enine donatı: Ø8/100 (2 kollu etriye)</b>	
Akma gerilmesi ( $f_{sy}$ )	404 MPa
Akma şekil değiştirmesi ( $\epsilon_{sy}$ )	%0.197
Kopma gerilmesi ( $f_{su}$ )	631 MPa
Kopma şekil değiştirmesi ( $\epsilon_{su}$ )	%13.90

Kolonun temelden yüksekliği 2000 mm, moment kolu 1650 mm'dir.  
Eşdeğer silindir basınç mukavemeti ( $f_{ck}$ ): 9.2 MPa  
Eksenel normal kuvvet:  $N=0.40A_c f_{ck}=0.40 \times 250 \times 250 \times 9.2=230000$  N

**Şekil 4.22:** SZ812-1 numunesine ait yatay yük-deplasman ve moment-egrilik grafikleri

Şekil 4.11'de verilmiş olan yükleme profiline göre yapılan, SZ812-1 numunesi deneyi sırasında 4. adımda kılcal çatlaklar oluşmaya başlamıştır. 6. adımda çatlak sayısının arttığı görülmüştür. 7. adımda temele doğru çatlakların genişliğinin arttığı görülmüştür. 9. adımda kolon yan yüzeylerinde çatlak sayısının arttığı görülmüştür. 13. adımda temele doğru çatlaklar artmış ve kabuk betonu dökülmeye başlamıştır. Kabuk betonunun dökülmeye başlamasıyla taşıma kapasitesinde azalma gözlemlenmiştir ve azalmanın diğer adımlarda da devam ettiği görülmüştür. 15. adımda plastik mafsallık bölgesinde bulunan çatlakların genişlikleri artmıştır. 27. adımda plastik mafsallık bölgesinde kabuk betonu dökülmüştür. Numune 28. adımda düşey konuma getirilerek deney bitirilmiştir (Şekil 4.22).



**Şekil 4.23:** SZ812-3 numunesine ait yatay yük-deplasman ve moment-eğrilik grafikleri

Şekil 4.11’de verilmiş olan yükleme profiline göre yapılan, SZ812-3 numunesi deneyi sırasında 3. adımda kılcal çatlaklar oluşmaya başlamıştır. 10. adımda çatlak sayısı ve çatlak genişliklerinin arttığı görülmüştür. 11. adımda kabuk betonu dökülmeye başlamıştır. Kabuk betonunun dökülmeye başlamasıyla taşıma kapasitesinde azalma gözlemlenmiştir ve azalmanın diğer adımlarda da devam ettiği görülmüştür. 21. adımda numunenin ön tarafında kabuk betonu tamamen dökülmüştür. 27. adımda çatlak genişliklerinin artması nedeniyle kolon boyuna donatıları görünmeye başlamıştır. 28. adımda numune düşey konuma getirilerek deney bitirilmiştir (Şekil 4.23).

### 4.3 Kolon Numunelerinin Onarımı



**Şekil 4.24:** Kabuk betonunun temizlenmesi

1. deneyler sonucunda kabuk betonları zarar görmüş ya da dökülmüş olan numuneler onarım yapılacak alana taşınmıştır. Onarım yapılmadan önce zarar görmüş olan kabuk betonları, enine ve boyuna donatıları ortaya çıkaracak şekilde traşlanmıştır. Bu işlem yapılırken çekirdek betonuna zarar vermemeye özen gösterilmiştir (Şekil 4.24).



**Şekil 4.25:** Onarımları yapılmış numuneler

Numunelerin traşlanma işlemi bittikten sonra bu bölgeler basınçlı hava ve su yardımıyla temizlenmiştir. Pas paylarına dikkat edilerek numunelerin kalıpları yerleştirilmiştir. Hazırlanan beton karışımı şişlenerek ve tokmaklanarak kalıba yerleştirilmiştir (Şekil 4.25).



**Şekil 4.26:** Onarım sırasında oluşan boşlukların doldurulması

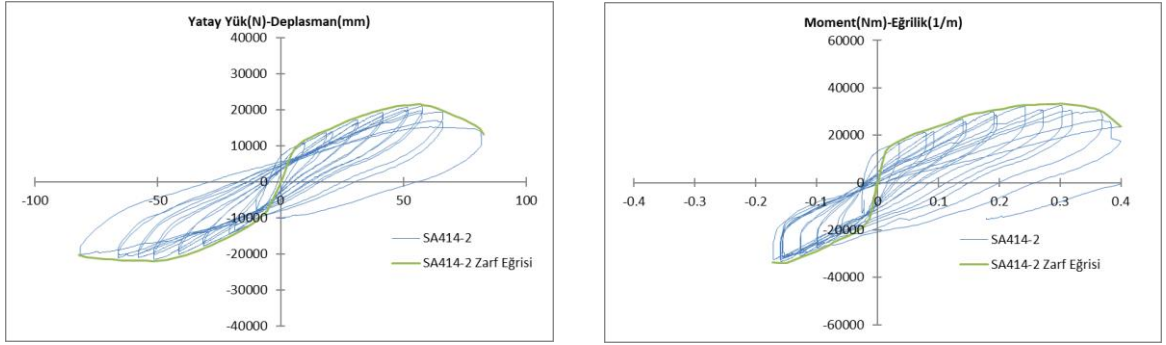
Kalıplar çıkarıldıktan sonra, betonunun kıvamı ve beton tabakası kalınlığının az olmasından dolayı yeterli sıkıştırmanın yapılamamış olması nedeniyle numunelerin alt

yüzlerinde boşluk oluşmuştur. Bu boşluklar tekrar temizlenmiş ve tamir betonu ile aynı özelliklere sahip beton karışımı ile doldurulmuştur (Şekil 4.26).

Hazırlanan beton karışımlarından her karışım için 3 adet küp numune alınmıştır. Alınan küp numunelerin kırılması sonucunda elde edilen verilere göre ortalama beton basınç dayanımı tüm numuneler için  $f_c=24$  MPa olarak bulunmuştur.

## 4.4 Onarım Görmüş Kolon Numunelerinin Kırılması (2. Deneyler)

### 4.4.1 SA414 Deney Sonuçları

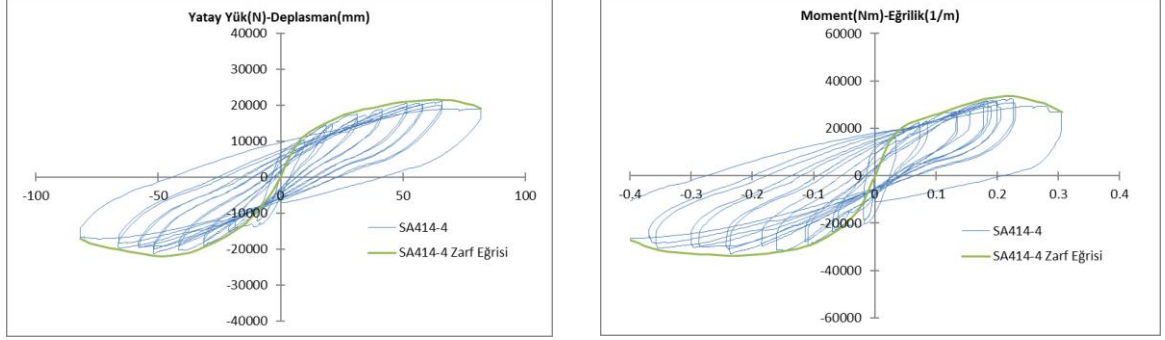


Şekil 4.27: SA414-2 numunesine ait yatay yük-deplasman ve moment-eğrilik grafikleri

SA414-2 numunesi deneyi sırasında 3. adımda çatlaklar oluşmaya başlamıştır. 9. adımda kabuk betonunda büyük çatlakların oluştuğu gözlemlenmiştir. 11. adımda mevcut çatlakların genişliği artmış yeni çatlaklar oluşmuştur. 15. adımda kabuk betonu dökülmeye başlamıştır. Kabuk betonunun dökülmeye başlamasıyla taşıma kapasitesinde azalma gözlemlenmiştir ve azalmanın diğer adımlarda da devam ettiği görülmüştür. 25. adımda kabuk betonu çekme bölgesinde tamamen dökülmüştür. 28. adımda kabuk betonunun tamamen ayrıldığını gösteren kopma sesi duyulmuştur. Bu adım sonunda deney bitirilmiştir. Eğrilik için kullanılan deplasman ölçerlerden bir



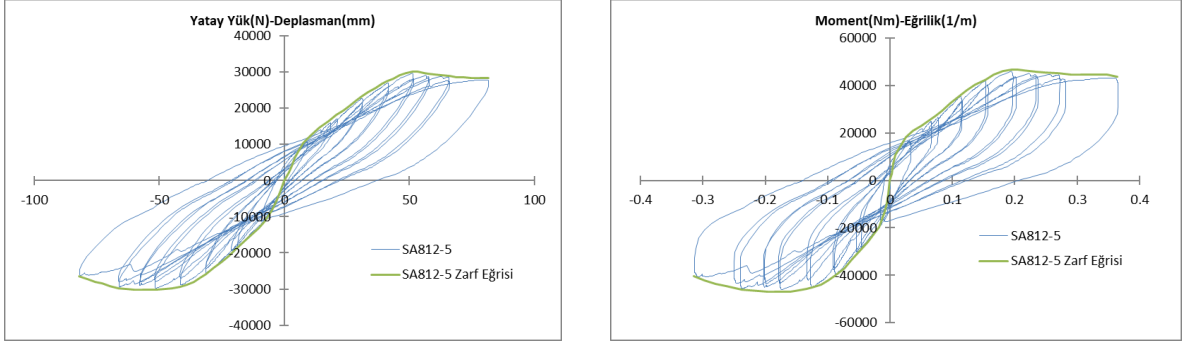
taneyinin iyi yerleştirilmemiş olması nedeniyle, eğrilik ölçümü sağlıklı bir şekilde yapılamamıştır (şekil 4.27).



**şekil 4.28:** SA414-4 numunesine ait yatay yük-deplasman ve moment-eğrilik grafikleri

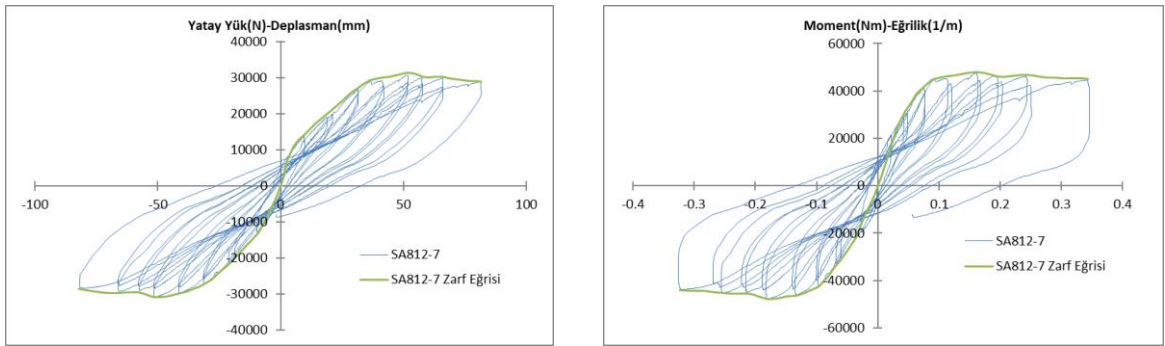
şekil 4.11’de verilmiş olan yükleme profiline göre yapılan, SA414-4 numunesi deneyi sırasında 3. adıma gelindiğinde düşey çatlaklar oluşmaya başlamıştır. 5. adımda ise eğilme çatlakları oluştuğu görölmüştür. 8. adımda kabuk betonu dökölmeye başlamıştır. Ayrıca ilave düşey çatlakların oluştuğu görölmüştür. Mevcut yatay çatlakların ise genişliklerinin arttığı görölmüştür. 17. adımda eğilme çatlaklarının genişliğinin arttığı ve donatı görünecek kadar kabuk betonu dököldüğü gözlemlenmiştir. Bu adımdan sonra taşıma kapasitesinde azalma gözlemlenmiştir ve azalmanın diğer adımlarda da devam ettiği görölmüştür. 25. adımda basınç donatısının (boyuna donatı) burkulduğu görölmüştür. Numunenin diğer yüzündeki boyuna donatının da burkulmaya başlaması nedeniyle deney 28. adımda bitirilmiştir (şekil 4.28).

#### 4.4.2 SA812 Deney Sonuçları



Şekil 4.29: SA812-5 numunesine ait yatay yük-deplasman ve moment-eğrilik grafikleri

Şekil 4.11’de verilmiş olan yükleme profiline göre yapılan, SA812-5 numunesi deneyi sırasında 6. adımda çatlaklar oluşmaya başlamıştır. 9. adımda çatlak sayısının arttığı gözlemlenmiştir. 11. adımda kabuk betonunda derin çatlakların oluştuğu gözlemlenmiştir. 15. adımda kabuk betonu dökülmeye başlamıştır. Kabuk betonunun dökülmeye başlamasıyla taşıma kapasitesinde azalma gözlemlenmiştir ve azalmanın diğer adımlarda da devam ettiği görülmüştür. 20. adımda basınç bölgesindeki kabuk betonu tamamen dökülmüştür. 27. adımda numuneden sert bir çatlama sesi gelmiştir ve diyagramda dalgalanma gözlenmiştir. Kabuk betonu tamamen numuneden ayrılmıştır. 28. adımda numune dik konuma getirilip deney sonlandırılmıştır (Şekil 4.29).

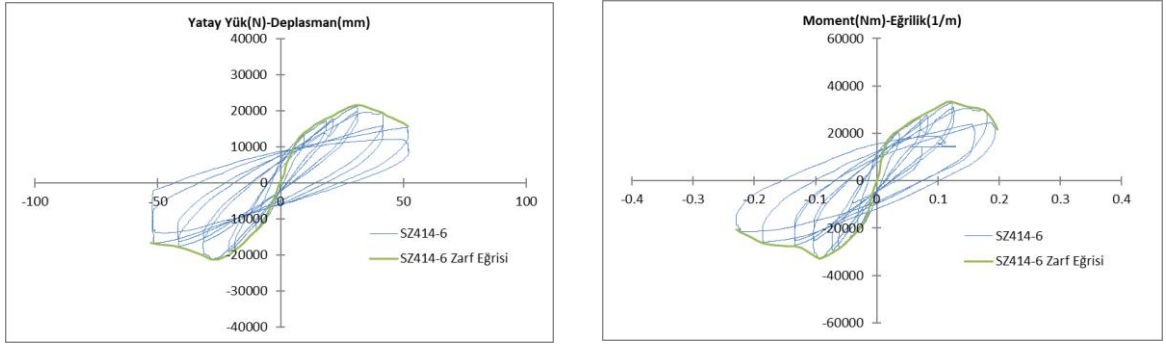


Şekil 4.30: SA812-7 numunesine ait yatay yük-deplasman ve moment-eğrilik grafikleri

Şekil 4.11’de verilmiş olan yükleme profiline göre yapılan, SA812-7 numunesi deneyi sırasında 3. adımda temel birleşim bölgesinde çatlaklar görülmüştür. Ayrıca

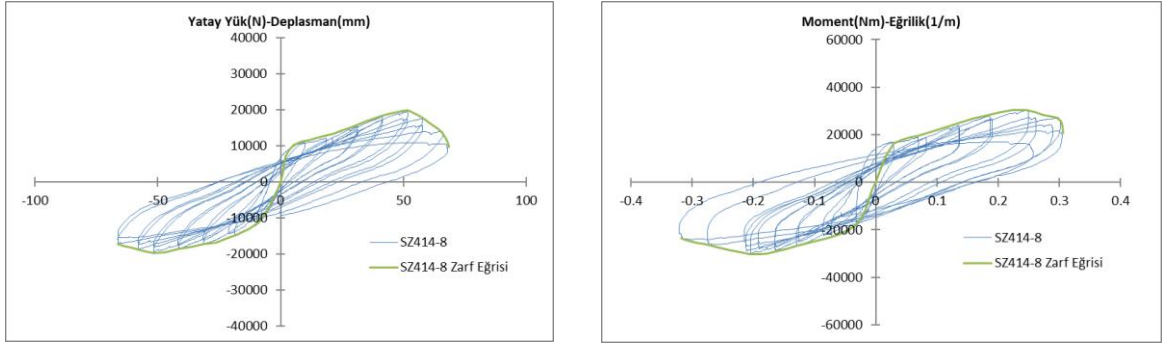
gövdede eğilme çatlakları oluşmuştur. 9. adımda kabuk betonunda düşey çatlakların oluştuğu gözlemlenmiştir ve gövdede yeni eğilme çatlaklarının oluştuğu görülmüştür. 17. adımda kabuk betonu dökülmeye başlamıştır. Kabuk betonunun dökülmeye başlamasıyla taşıma kapasitesinde azalma gözlemlenmiştir ve azalmanın diğer adımlarda da devam ettiği görülmüştür. 21. adımda numunedeki düşey çatlaklar artmıştır. 27. adımda boyuna donatıların burkulmaya başladığı görülmüştür. 28. adımda numune düşey konuma getirilerek deney bitirilmiştir (Şekil 4.30).

#### 4.4.3 SZ414 Deney Sonuçları



**Şekil 4.31:** SZ414-6 numunesine ait yatay yük-deplasman ve moment-eğrilik grafikleri

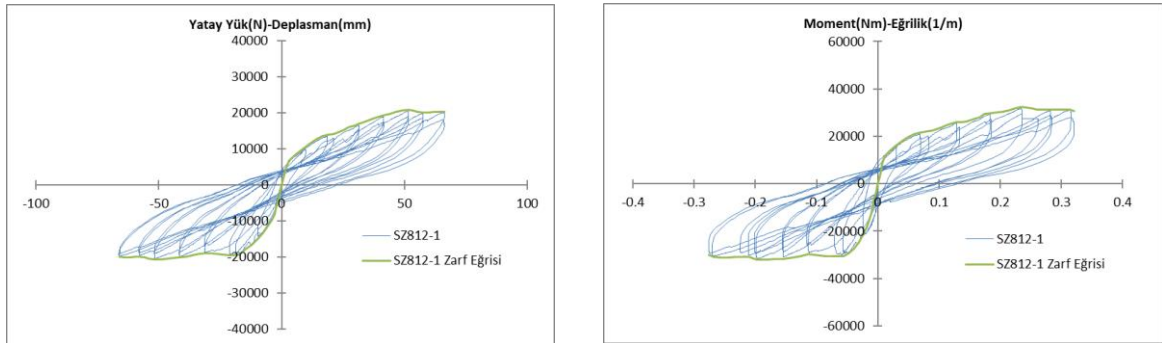
Şekil 4.11’de verilmiş olan yükleme profiline göre yapılan, SZ414-6 numunesi deneyi sırasında 3. adımda gövdede ilk kılcal eğilme çatlakları ve basınç bölgesinde düşey çatlaklar oluşmaya başlamıştır. 9. adımda tamir bölgesinin üzerinde büyük eğilme çatlakları gözlemlenmiştir. 13. adımda tamir bölgesinin üzerindeki beton dökülmeye başlamıştır. 14. adımda çekme bölgesindeki beton dökülmüştür. Boyuna donatılarda belirgin şekilde burkulma gözlemlenmiştir. Kabuk betonunun dökülmeye başlamasıyla taşıma kapasitesinde azalma gözlemlenmiştir ve azalmanın diğer adımlarda da devam ettiği görülmüştür. 18. adımda basınç donatıları tamamen burkulmuştur. Çekirdek betonunun hasar görmeye başlaması, donatılardaki burkulma ve kapasite kaybı nedeniyle sonraki adımlar numuneye uygulanmamış, bu adımda numune dik konuma getirilip deney sonlandırılmıştır (Şekil 4.31).



**Şekil 4.32:** SZ414-8 numunesine ait yatay yük-deplasman ve moment-eğrilik grafikleri

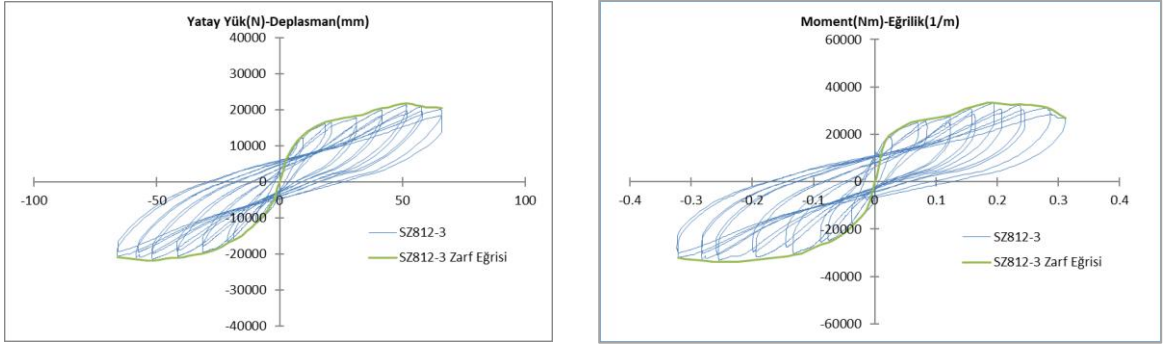
Şekil 4.11’de verilmiş olan yükleme profiline göre yapılan, SZ414-8 numunesi deneyi sırasında 7. adımda kolon ve temelin birleştiği bölgede yatay çatlaklar belirgin bir şekilde oluşmaya başlamıştır. 14. adımda numuneden ses gelmiş ve rijitlikte ani bir düşme gözlenmiştir. 17. adımda çekme bölgesinde kabuk betonu dökülmüştür. Kabuk betonunun dökülmeye başlamasıyla taşıma kapasitesinde azalma gözlemlenmiştir ve azalmanın diğer adımlarda da devam ettiği görülmüştür. 21. adımda kolon boyuna donatılarında burkulma meydana gelmiştir. 23. adımda çekirdek betonunda dökülmeler başlamıştır. 26. adım sonunda çekirdek betonunu hasar görmesi ve boyuna donatılardaki burkulma nedeniyle son iki adım uygulanmamış ve 26. adımda numune dik konuma getirilip deney sonlandırılmıştır (Şekil 4.32).

#### 4.4.4 SZ812 Deney Sonuçları



**Şekil 4.33:** SZ812-1 numunesine ait yatay yük-deplasman ve moment-eğrilik grafikleri

Şekil 4.11’de verilmiş olan yükleme profiline göre yapılan, SZ812-1 numunesi deneyi sırasında 3. adımda gövdede eğilme çatlakları oluşmaya başlamıştır. Ayrıca düşey kılcal çatlaklar da gözlemlenmiştir. 5. adımda yeni düşey çatlaklar görülmüştür. 9. adımda mevcut çatlakların genişlediği, 10. adımda ise birleşim bölgesinde kabuk betonunun dökülmeye başladığı gözlemlenmiştir. 17. adımda kolon kabuk betonu dökülmeye başlamıştır. 22. adımda kabuk betonu, boyuna donatılar gözükcek şekilde dökülmüştür. 24. adımda boyuna donatılarda burkulma başlamıştır. 26. adımda burkulmalar bariz bir şekilde gözlemlenecek kadar belirginleşmiştir. Bu adım sonunda boyuna donatılardaki burkulma nedeniyle son iki adım uygulanmamış ve 26. adımda numune dik konuma getirilip deney sonlandırılmıştır (Şekil 4.33).



**Şekil 4.34:** SZ812-3 numunesine ait yatay yük-deplasman ve moment-eğrilik grafikleri

Şekil 4.11’de verilmiş olan yükleme profiline göre yapılan, SZ812-3 numunesi deneyi sırasında 3. adımda kolon ve temelin birleştiği bölgede çatlaklar başlamıştır. 4. adımda numunenin tabandan itibaren 50 cm’den sonraki kısmında yatay çatlaklar oluşmaya başlamıştır. 7. adımda yeni yatay ve düşey çatlaklar gözlemlenmiştir. 17. adımda her iki yönde boyuna donatılar burkulmuştur ve kabuk betonu dökülmüştür. Kabuk betonunun dökülmeye başlamasıyla taşıma kapasitesinde azalma gözlemlenmiştir ve azalmanın diğer adımlarda da devam ettiği görülmüştür. 22. adımda numuneden çatlama sesi gelmiştir. 26. adım sonunda çekirdek betonunu hasar görmesi ve boyuna donatılardaki burkulma nedeniyle son iki adım uygulanmamış ve 26. adımda numune dik konuma getirilip deney sonlandırılmıştır (Şekil 4.34).

#### 4.5 Kolon Numunelerinin Güçlendirilmesi

Gerçekleştirilen 2. deneyler sonucunda kabuk betonları zarar görmüş ya da dökülmüş olan numuneler onarım yapılacak alana taşınmıştır. Birinci deneylerden sonra yapılan işlemlerin benzeri yapılarak aşağıdaki adımlar tekrarlanmıştır.

Onarım yapılmadan önce zarar görmüş olan kabuk betonları enine ve boyuna donatıları ortaya çıkaracak şekilde traşlanmıştır. Bu işlem yapılırken çekirdek betonuna zarar vermemeye özen gösterilmiştir. Numunelerin traşlama işlemi bittikten sonra bu bölgeler basınçlı hava ve su yardımıyla temizlenmiştir. Pas paylarına dikkat edilerek numunelerin kalıpları yerleştirilmiştir. Hazırlanan beton karışımı şişlenerek ve tokmaklanarak kalıba yerleştirilmiştir. Kalıplar çıkarıldıktan sonra, betonunun kıvamı ve beton tabakası kalınlığının az olmasından dolayı yeterli sıkıştırmanın yapılamamış olması nedeniyle bazı numunelerin alt yüzlerinde boşluk oluşmuştur. Bu boşluklar tekrar temizlenmiş ve tamir betonu ile aynı özelliklere sahip beton karışımı ile doldurulmuştur.

Onarım ve güçlendirmede beton mukavemetinin etkisini görebilmek için iki farklı beton karışımı kullanılmıştır. 1, 4, 6 ve 7 numaralı numunelerin onarımında kullanılan betonun ortalama basınç dayanımı  $f_c=26$  MPa, 2, 3, 5 ve 8 numaralı numunelerin onarımında kullanılan betonun ortalama basınç dayanımı  $f_c=54$  MPa olarak bulunmuştur.

Onarım işlemleri bitirilip onarımda kullanılan beton gerekli dayanımını kazandıktan sonra FRP ile sargılama işlemleri için hazırlıklara başlanmıştır. FRP'nin etkinliğini görebilmek için, aynı tip numunelerin bir tanesi tek kat, bir tanesi de 3 kat FRP ile sarılmıştır. Uygulamanın yapılışı aşağıda kısaca açıklanmıştır.

Öncelikle FRP'nin kolon yüzeyine aderansını kolaylaştırmak için FRP sarılacak yüzeylerin taşlanması yapılmış ve düzgün bir yüzey elde edilmiştir. Bu işlemle birlikte TBDY 2018'de de belirtildiği gibi köşelerin yuvarlatılması işlemleri yapılmıştır.

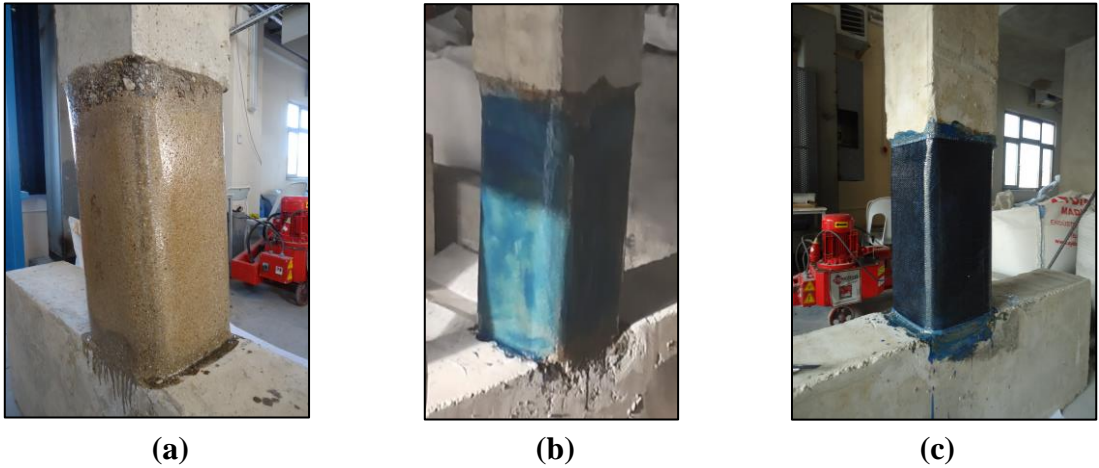
Uygulama yüzeyi, en fazla yapışma dayanımı sağlamak amacıyla, basınçlı hava ile temizlenmiştir. Numune üzerinde sıva, boya vb. kalıntılar olmamasına dikkat edilmiş, numune yüzeyleri temizlenmiştir.

FRP uygulamasına hazır hale getirilmiş numunelere öncelikle  $m^2$ 'ye 200 gr olacak şekilde astar sürülmüş ve 12 saat beklenmiştir (Şekil 4.35.a).

İki bileşenden oluşan epoksi karışımı, önceden hazırlanmış ve kurumuş olan astarın üzerine  $m^2$ 'ye 1 kg gelecek şekilde sürülmüştür. Sargı sayısı birden fazla olan numunelere ara tabakalara ek olarak  $m^2$ 'de 0.8 kg gelecek şekilde epoksi karışımı sürülmüştür (Şekil 4.35.b).

Önceden kesilip hazırlanmış olan karbon elyaf (FRP), epoksi sertleşmeden el ile epoksinin karbona iyice yapışması sağlanmıştır. Bu işlem yapılırken karbon elyaf gergin tutulmuştur. Karbon elyaf, temel üst kotundan itibaren 15 mm yukarıda olacak şekilde uygulanmıştır. Böylece karbon elyafın basınç nedeniyle burkulması önlenmiştir. Yapışma esnasında alttaki epoksinin karbon elyafı geçerek üst yüzeye geçmesi sağlanmıştır. Bu işlem tüm yüzeyde homojen bir şekilde epoksi üst yüzeye çıkacak şekilde yapılmıştır (Şekil 4.35.c).

Kullanılan karbon elyafın özellikleri Tablo 4.8'da, 3. deneyler için kolon numunelere ait genel bilgiler ise Tablo 4.9'de verilmiştir.



Şekil 4.35: FRP uygulamasının yapılışı

**Tablo 4.8:** Deneylerde kullanılan karbon elyafın özellikleri

<b>300 gr/m<sup>2</sup> Tek Yönlü Karbon Elyaf</b>	
<b>Renk</b>	Siyah
<b>Birim ağırlığı</b>	300 gr/m <sup>2</sup>
<b>Ambalaj</b>	50 cm × 100 m rulo
<b>Raf ömrü</b>	Kuru depo şartlarında sınırsız
<b>Nominal et kalınlığı</b>	0.17 mm
<b>Performans Bilgileri</b>	
<b>Çekme dayanımı</b>	4900 MPa
<b>Elastite modülü</b>	230000 MPa
<b>Maksimum deformasyon</b>	%2.1

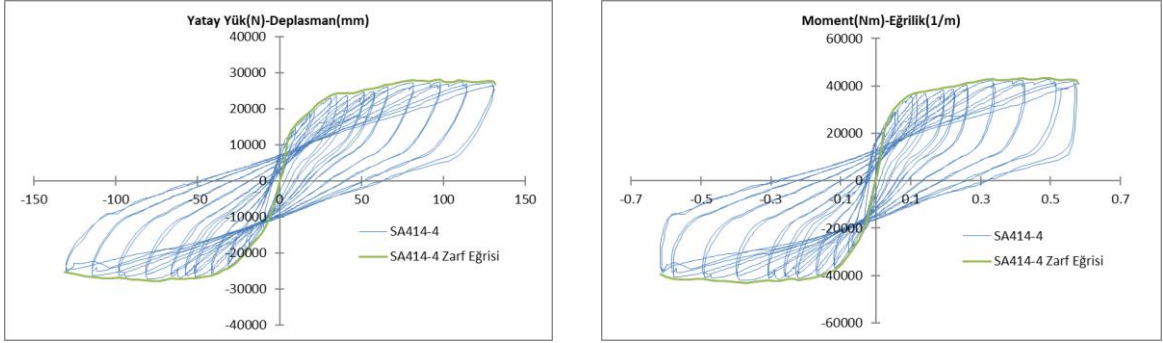
**Tablo 4.9:** 3. deneyler için kolon numunelere ait genel bilgiler

<b>Numune Adı</b>	<b>Numune No</b>	<b>Boyuna Donatı</b>	<b>Enine Donatı</b>	<b>FRP ile Sargılama</b>	<b>Beton Dayanımı (MPa)</b>
SA414	4	4φ14	φ8/50	3 kat	26
	2			1 kat	54
SA812	7	8φ12	φ8/50	3 kat	26
	5			1 kat	54
SZ414	6	4φ14	φ8/100	3 kat	26
	8			1 kat	54
SZ812	1	8φ12	φ8/100	3 kat	26
	3			1 kat	54



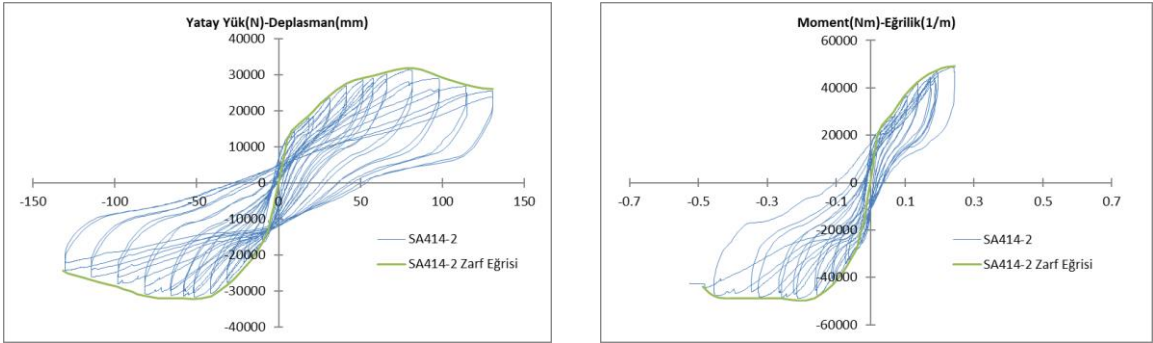
## 4.6 Güçlendirilmiş Kolon Numunelerinin Kırılması (3. Deneyler)

### 4.6.1 SA414 Deney Sonuçları



Şekil 4.36: SA414-4 numunesine ait yatay yük-deplasman ve moment-eğrilik grafikleri

SA414-4 numunesi deneyi sırasında 3. adıma gelindiğinde kolon-temel birleşim bölgesinde 1 mm genişliğinde çatlak oluştuğu görülmüştür. 13. adımda FRP sargı yapılan bölgenin üzerinde kılcal çatlaklar oluştuğu görülmüştür. 26. adımda sargı üzerinde oluşan kılcal çatlakların genişlediği görülmüştür. 34. adımda çatlak genişlikleri 18 mm olarak ölçülmüştür. 42. adımda deney bitirilmiştir (Şekil 4.36).

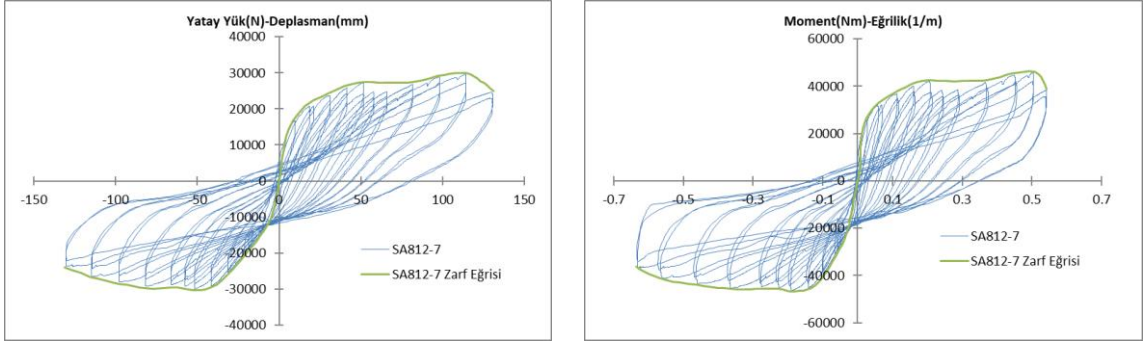


Şekil 4.37: SA414-2 numunesine ait yatay yük-deplasman ve moment-eğrilik grafikleri

Şekil 4.11'de verilmiş olan yükleme profiline göre yapılan, SA414-2 numunesi deneyinin 3. adımında, kolon-temel birleşim bölgesinde ilk çatlaklar oluşmaya başlamıştır. 9. adıma gelindiğinde FRP sargı yapılan bölgenin üzerinde belirgin şekilde çatlakların oluştuğu görülmüştür. 14. adımda kolon temel birleşimindeki çatlaklar 2 mm

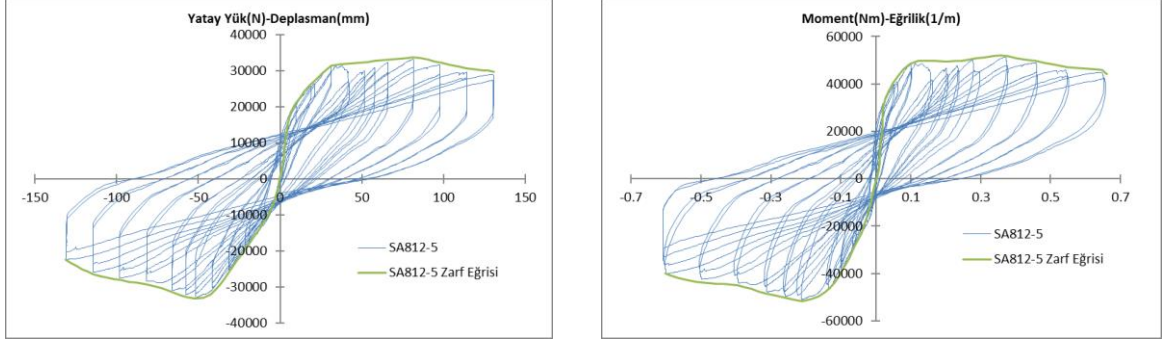
genişliğe ulaşmıştır. 30. adımda, eğriliğin hesaplanması için kullanılan deplasman ölçerlerden bir tanesinin altındaki temel betonunun kabarması nedeniyle bu bölgedeki beton kaldırılmıştır. Bu yüzden, sonradan yapılan hatalı okumalar moment-eğrilik grafiğinde gösterilmemiştir. 34. adımda FRP sargı üzerindeki çatlak sayısının arttığı gözlemlenmiştir. 37. adımda basınç nedeniyle kabaran temel betonu dökülmüş ve temel donatıları gözükmeye başlamıştır. 42. adımda deney bitirilmiştir (Şekil 4.37).

#### 4.6.2 SA812 Deney Sonuçları



Şekil 4.38: SA812-7 numunesine ait yatay yük-deplasman ve moment-eğrilik grafikleri

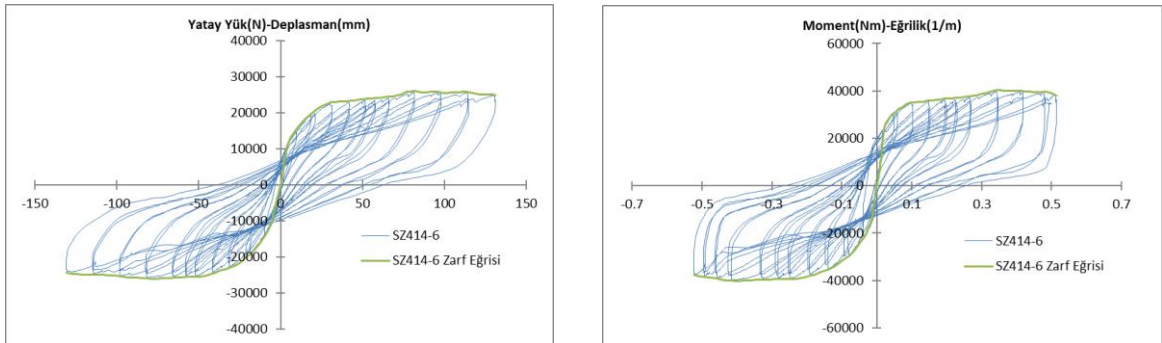
Şekil 4.11’de verilmiş olan yükleme profiline göre yapılan, SA812-7 numunesi deneyi sırasında 2. ve 3. adımlarda kolon-temel birleşim bölgesinde çatlak oluştuğu görülmüştür. 10. adımda temel yan yüzündeki kabuk betonunun dökülmeye başladığı görülmüştür. 14. adımda basınç bölgesindeki temel betonu ezilmiştir. 21. adımda temel birleşim bölgesindeki çatlakların genişliği 1 cm, 33. adımda 1.8 cm, 37. adımda 2 cm, 39. adımda 2.5 cm ve 41. adımda ise 3 cm. olarak ölçülmüştür. Ayrıca 34. adımda kolon üst kısmında çatlaklar gözlemlenmiştir. 40. adımda ise boyuna donatı burkulmuştur. 42. adımda deney bitirilmiştir (Şekil 4.38).



**Şekil 4.39:** SA812-5 numunesine ait yatay yük-deplasman ve moment-eğrilik grafikleri

Şekil 4.11’de verilmiş olan yükleme profiline göre yapılan, SA812-5 numunesi deneyi sırasında 2. ve 3. adımlarda kolon-temel birleşim bölgesinde çatlak oluştuğu görülmüştür. 9. adımda FRP sargı üzerinde çatlaklar oluşmuştur. 12. adımda temel üst yüzeyindeki kabuk betonunda yatay çatlak oluşmuştur. 13. ve 14. adımlarda FRP sargı üzerinde enine çatlaklar gözlemlenmiştir. 17. ve 18. adımlarda FRP sargı içinde toplam 3 adet çatlak görülmüştür. 29. adımda temel birleşim bölgesindeki çatlakların genişliği 1 cm, 34. adımda 2 cm olarak ölçülmüştür. 37. adımda FRP sargı üzerindeki çatlakların genişlediği görülmüştür. 42. adımda deney bitirilmiştir (Şekil 4.39).

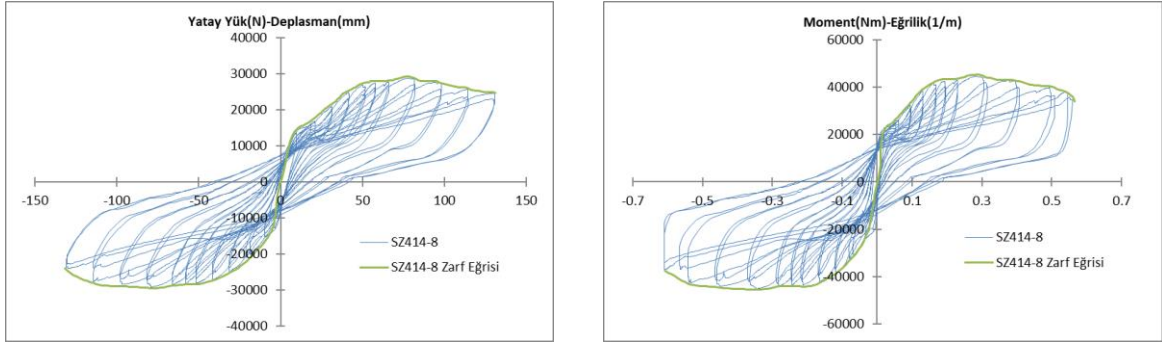
#### 4.6.3 SZ414 Deney Sonuçları



**Şekil 4.40:** SZ414-6 numunesine ait yatay yük-deplasman ve moment-eğrilik grafikleri

Şekil 4.11’de verilmiş olan yükleme profiline göre yapılan, SZ414-6 numunesi deneyi sırasında 2. ve 3. adımlarda kolon-temel birleşim bölgesindeki tamir betonu

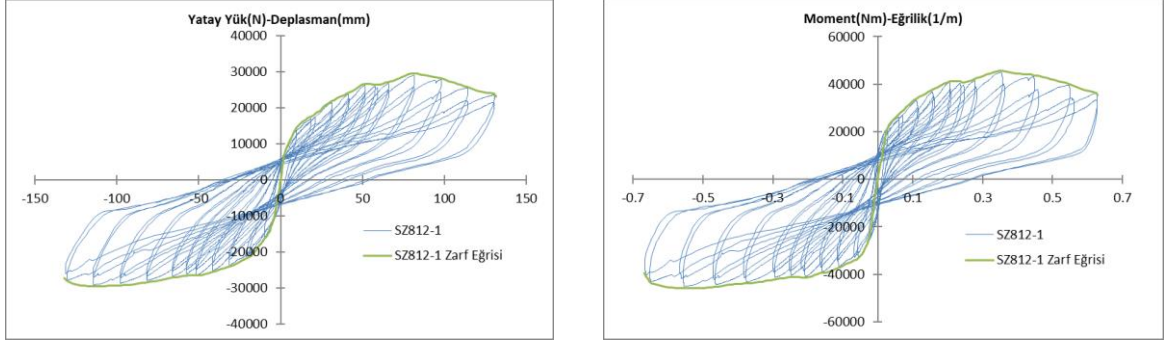
tabakasında yapısal olmayan çatlaklar oluşmuştur. 9. adımda temel kolon birleşim bölgesinde çatlaklar oluşmuştur. 16. adımda temel kolon birleşim bölgesinde çatlaklar 5 mm olarak ölçülmüştür. 36. adıma kadar temel kolon birleşim bölgesinde çatlak genişlikleri her iki yönde de artmaya devam etmiştir ve bu adımda 16 mm olarak ölçülmüştür. 40. adımda deney bitirilmiştir (Şekil 4.40).



**Şekil 4.41:** SZ414-8 numunesine ait yatay yük-deplasman ve moment-eğrilik grafikleri

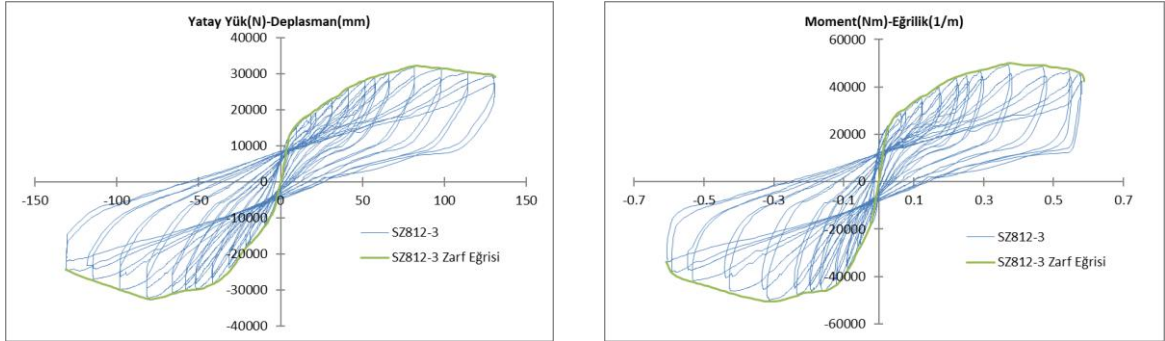
Şekil 4.11’de verilmiş olan yükleme profiline göre yapılan, SZ414-8 numunesi deneyi sırasında 1. ve 2. adımlarda kolon-temel birleşim bölgesinde çatlak oluştuğu görülmüştür. 4. adımda kolon-temel birleşim bölgesinde ayrılma meydana gelmiştir. 9. adımda kolon-temel birleşim bölgesindeki çatlakların genişliği artmıştır. 14. adımda çatlaklar temele doğru ilerlemiştir. 17. ve 18. adımlarda FRP sargı üzerinde her iki yönde de eğilme çatlakları görülmüştür. 29. ve 30. adımlarda temel birleşim bölgesi üstünde çatlak genişlikleri artmıştır ve elyaf sargıda kısmi burkulma gözlenmiştir. 35. adımda kolon-temel birleşim bölgesinde çatlakların genişliği 20-25 mm arası ölçülmüştür. 42. adımda deney bitirilmiştir (Şekil 4.41).

#### 4.6.4 SZ812 Deney Sonuçları



Şekil 4.42: SZ812-1 numunesine ait yatay yük-deplasman ve moment-eğrilik grafikleri

Şekil 4.11’de verilmiş olan yükleme profiline göre yapılan, SZ812-1 numunesi deneyi sırasında 2. ve 3. adımlarda kolon-temel birleşim bölgesinde çatlak oluştuğu görülmüştür. 13. ve 14. adımlarda kolon-temel birleşim bölgesindeki kabuk betonu dökülmüştür ve donatı görünmeye başlamıştır. 25. adımda temel birleşim bölgesi üstünde çatlak genişlikleri artmıştır. Çatlak genişlikleri 25. adımda 1 cm, 29. adımda 1.5 cm ölçülmüştür. 42. adımda deney bitirilmiştir. FRP sargıda herhangi bir hasar gözlenmemiştir. (Şekil 4.42).



Şekil 4.43: SZ812-3 numunesine ait yatay yük-deplasman ve moment-eğrilik grafikleri

Şekil 4.11’de verilmiş olan yükleme profiline göre yapılan, SZ812-1 numunesi deneyi sırasında 3. ve 4. adımlarda kolon-temel birleşim bölgesinde çatlak oluştuğu görülmüştür. 10. adımda FRP sargı üzerinde çatlaklar gözlemlenmiştir. 30. adımda temel kolon birleşim bölgesi üstünde çatlak genişlikleri artmıştır. Çatlak genişliği 30. adımda 1 cm olarak ölçülmüştür. 34. adımda FRP sargı üzerinde burkulmalar başlamıştır. 41.

adımda temel-kolon birleşim noktasında çatlak genişliği 18 mm olarak ölçülmüştür. 42. adımda deney bitirilmiştir (Şekil 4.43).

#### **4.7 Deney Sonuçlarının Karşılaştırılması**

Bu bölümde ilk olarak, beton basınç dayanımı 9.2 MPa olan, aynı tip (SA414-2 ve SA414-4 gibi) hasarsız numunelerle yapılan 1. deneyler kendi içerisinde karşılaştırılacaktır. Daha sonra aynı deney sonuçları ile XTRACT programı kullanılarak yapılan teorik çözümlerin sonuçları karşılaştırılacaktır. Ayrıca TBDY 2018'e göre hesaplanan performans düzeyleri ile deneylerden elde edilen sonuçlar karşılaştırılacaktır. Bunun için, her bir performans düzeyi için hesaplanan yatay deplasman ve dönme değerleri grafikler üzerinde gösterilecektir.

Hasarsız numunelere ait deney sonuçları ile aynı numunelerin, hasar görüp 24 MPa basınç dayanımına sahip beton kullanılarak tamir edildikten sonraki, 2. deney sonuçları karşılaştırılacaktır. Böylece yapılan tamiratın etkinliği gösterilecektir.

Hasarsız numunelere ait deney sonuçları ile aynı numunelerin, tamirden sonra FRP ile sarılarak güçlendirilmiş durumuna ait 3. deney sonuçları karşılaştırılacaktır. Bu şekilde onarım görmüş bir kolonun FRP kullanılarak güçlendirilmesinin kolon davranışına etkisi gösterilecektir.

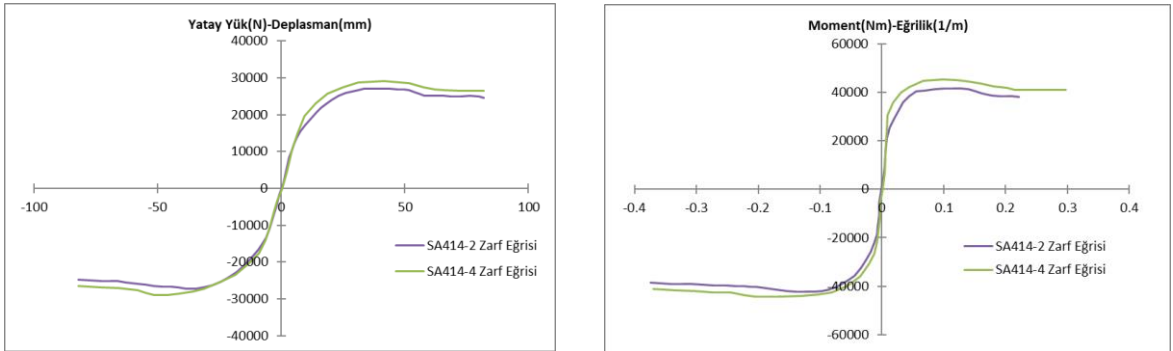
3. deneylerde FRP ile güçlendirme iki farklı şekilde yapılmıştır. Aynı tip kolonların bir tanesi basınç dayanımı 26 MPa olan beton kullanılarak 3 kat FRP ile güçlendirilmiştir. Diğeri ise basınç dayanımı 54 MPa olan beton kullanılarak 1 kat FRP ile güçlendirilmiştir (Tablo 4.9). Bu şekilde, beton dayanımının ve sargılama sayısının güçlendirilmiş kolonun deprem performansına etkisi ortaya konacaktır. Bütün karşılaştırmalar, sonuçların daha iyi görülebilmesi için zarf eğrileri üzerinde yapılacaktır.

#### 4.7.1 Hasarsız Numune Deneyleri (1. Deneyler)

Bu bölümde aynı tip hasarsız numunelerle yapılan 1. deneylerin sonuçları kendi içerisinde karşılaştırılarak elde edilen sonuçların birbiriyle uyumlu olup olmadığı görülmek istenmiştir. Ayrıca XTRACT kesit analiz programı kullanılarak yapılan çözümlerden elde edilen sonuçlarla deney sonuçlarının uyumlu olup olmadığının görülmesi için ikinci bir karşılaştırma daha yapılmıştır. Bu karşılaştırmalar sonucunda, aynı tip numuneler için elde edilen deney sonuçlarının birbiriyle, deney sonuçlarının da XTRACT kesit analiz programı kullanılarak yapılan çözümlerden elde edilen sonuçların uyumlu olması beklenmektedir.

##### 4.7.1.1 Deney Sonuçlarının Birbiriyle Karşılaştırılması

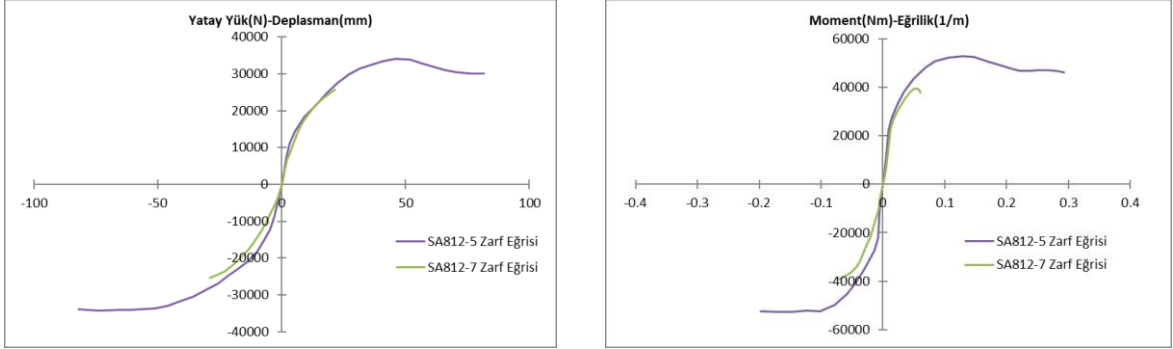
Her tip numuneden, bütün özellikleri aynı olmak üzere, 2 adet hazırlanmıştır. Birbirlerinin tamamen aynısı olan bu numunelerin deney sonuçlarının da aynı olması beklenmektedir. Deney sonuçlarının aynı olması yapılan işlemlerin doğruluğunun kanıtı olacaktır. Sadece, betonun sıkıştırılması, donatının paspayları gibi numunelerin hazırlanması aşamasında olabilecek küçük farklılıklardan dolayı deney sonuçlarında çok küçük değişimler beklenebilir.



Şekil 4.44: SA414 numunelerine ait yatay yük-deplasman ve moment-egrilik zarf grafikleri

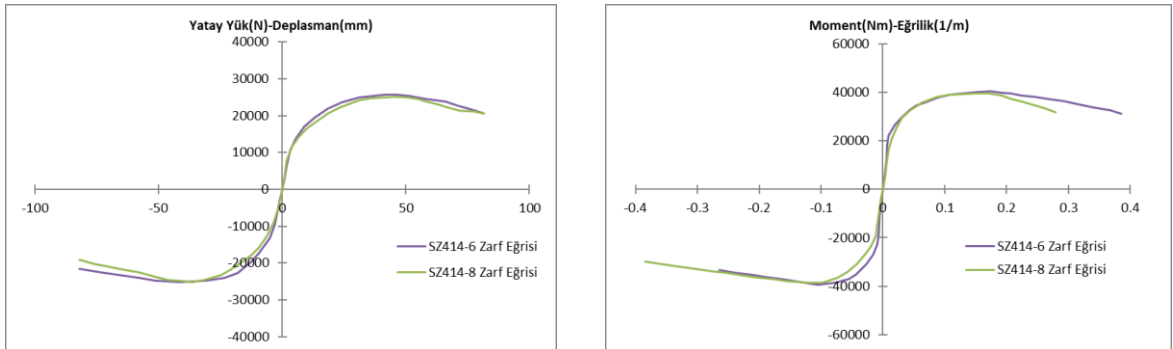
Bütün özellikleri aynı olan 2 ve 4 numaralı SA414 numunelerinin grafikleri, beklendiği gibi birbirine çok yakındır. SA414-2 numunesinde çekme ve itme için en

büyük yatay yükler, sırasıyla -27320 N ve +27110 N olarak okunmuştur. SA414-4 numunesinde ise bu değerler, sırasıyla -29010 N ve +29220 N olarak okunmuştur. Görüldüğü gibi, en büyük itme ve çekme kuvvetleri yaklaşık eşit çıkmıştır. Aynı tip olan bu iki numunenin en büyük yatay kuvvetleri arasındaki fark ise yaklaşık %6-%7 mertebesindedir. Daha önce açıklanmış olan nedenlerden dolayı bu fark kabul edilebilir mertebededir (Şekil 4.44).



**Şekil 4.45:** SA812 numunelerine ait yatay yük-deplasman ve moment-eğrilik zarf grafikleri

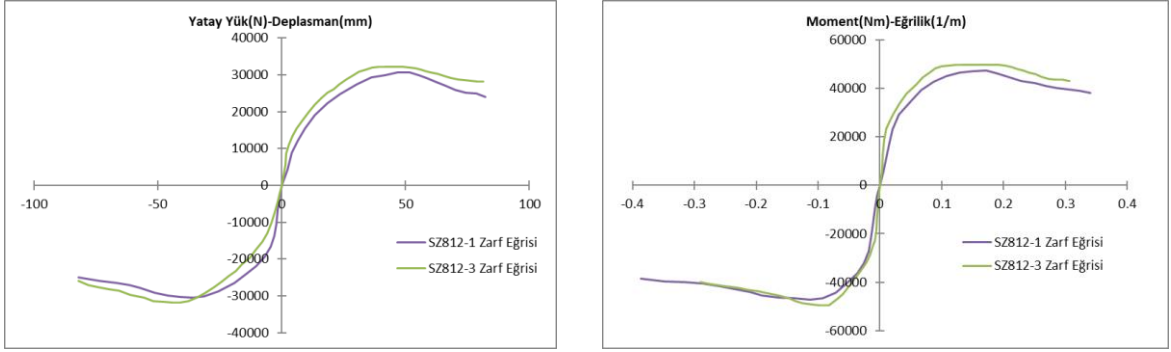
SA812-7 numunesi deneyi sırasında numuneye yatay yük verene bağlı 200 kN kapasiteli yük hücresi yanlışlıkla 300 kN'luk yük hücresi olarak tanımlanmıştır. Deney düzeneğinde yatay yük veren yük hücresinin yanlış tanımlanmasından ve deney sırasında meydana gelen elektrik kesintisi nedeniyle oluşan veri kaybından dolayı deney yarıda kalmıştır. Bu nedenle 5 ve 7 numaralı SA812 numunelerinin grafiklerinin karşılaştırması sağlıklı bir şekilde yapılamamaktadır (Şekil 4.45).



**Şekil 4.46:** SZ414 numunelerine ait yatay yük-deplasman ve moment-eğrilik zarf grafikleri



Bütün özellikleri aynı olan 6 ve 8 numaralı SZ414 numunelerinin grafikleri, beklendiği gibi birbirine çok yakındır. SZ414-6 numunesinde çekme ve itme için en büyük yatay yükler, sırasıyla -25259 N ve +25680 N olarak okunmuştur. SZ414-8 numunesinde ise bu değerler, sırasıyla -25232 N ve +25228 N olarak okunmuştur. Görüldüğü gibi, en büyük itme ve çekme kuvvetleri yaklaşık eşit çıkmıştır. Aynı tip olan bu iki numunenin en büyük yatay kuvvetleri arasındaki fark ise yaklaşık %1-%2 mertebesindedir. Daha önce açıklanmış olan nedenlerden dolayı bu fark kabul edilebilir mertebededir (Şekil 4.46).



**Şekil 4.47:** SZ812 numunelerine ait yatay yük-deplasman ve moment-eğrilik zarf grafikleri

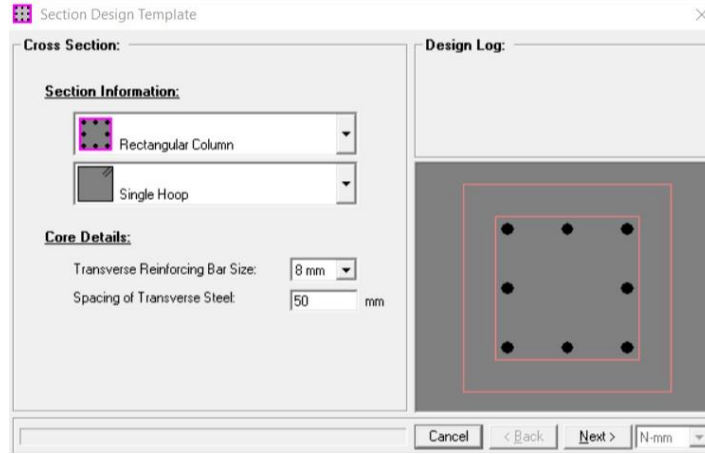
beklendiği gibi birbirine çok yakındır. SZ812-1 numunesinde çekme ve itme için en büyük yatay yükler, sırasıyla -30543 N ve +30674 N olarak okunmuştur. SZ812-3 numunesinde ise bu değerler, sırasıyla -31839 N ve +32258 N olarak okunmuştur. Görüldüğü gibi, en büyük itme ve çekme kuvvetleri yaklaşık eşit çıkmıştır. Aynı tip olan bu iki numunenin en büyük yatay kuvvetleri arasındaki fark ise yaklaşık %5-%6 mertebesindedir. Daha önce açıklanmış olan nedenlerden dolayı bu fark kabul edilebilir mertebededir (Şekil 4.47).

#### 4.7.1.2 Deney Sonuçlarının Teorik Çözümlerle (XTRACT) Karşılaştırılması

XTRACT programı ve TBDY 2018'e göre sayısal çözümlerin yapılması SA414 numunesi için aşağıda ayrıntılı olarak verilmiştir.

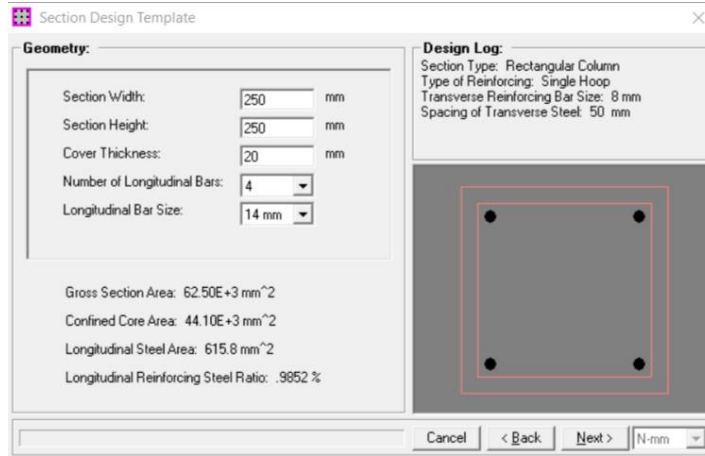
Tüm numunelerin hesap tekniği aynı olduğundan, yapılan işlemler sadece bir numune (SA414) için ayrıntılı olarak anlatılacaktır. Diğer numunelere ait bilgiler verilecek, sonuçlar sadece tablo ve grafikler üzerinde gösterilecektir.

Programa numune kesitinin adı ve kullanılacak birim sisteminin seçilmesi ile başlanır. Daha sonra numune enine donatısı ile ilgili bilgiler girilir (Şekil 4.48).



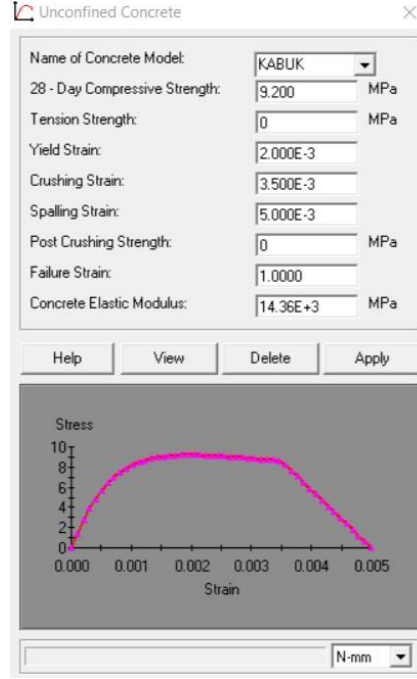
Şekil 4.48: Enine donatı bilgileri

İkinci adımda kesit boyutları, net beton örtüsü ve boyuna donatı bilgileri girilir (Şekil 4.49).



Şekil 4.49: Kolon kesit bilgileri

Kabuk betonu bilgileri (Şekil 4.50) ve çekirdek betonu donatı bilgileri (Şekil 4.51) sırasıyla girilir. Program tarafından çekirdek betonun ezilme şekil değiştirmesi (Şekil 4.52) hesaplanır ve beton modeli oluşturulur (Şekil 4.53).



Şekil 4.50: Kabuk betonu modeli

Calculate Confinement

**Method of Calculation**

Calculate from details  Calculate from confining stress

**Confining Details:**

Select type of transverse reinforcing:

Rectangular Hoop  Circular Hoop  Spirals

Transverse reinforcing bar yield stress: 404 MPa

X transverse reinforcing steel ratio: 9.95E-3

Y transverse reinforcing steel ratio: 9.95E-3

Average distance between tied longitudinal bars: 180 mm

Number of longitudinal bars around core: 4

Confined core area: 40.804E+3 mm<sup>2</sup>

Tie spacing along member: 50.00 mm

28 - Day compressive concrete strength: 9.200 MPa

**Confining Stresses:**

X transverse reinforcing confining stress: 0 MPa

Y transverse reinforcing confining stress: 0 MPa

Concrete confining effectiveness factor: 0

28 - Day compressive concrete strength: 9.200 MPa

Confined Concrete Strength = 16.65 MPa Help N-mm

Şekil 4.51: Çekirdek betonu sargı detayları

Calculate the Crushing Strain

Transverse reinforcing bar yield stress: 404.0 MPa

Transverse reinforcing steel strain at fracture: 0.139

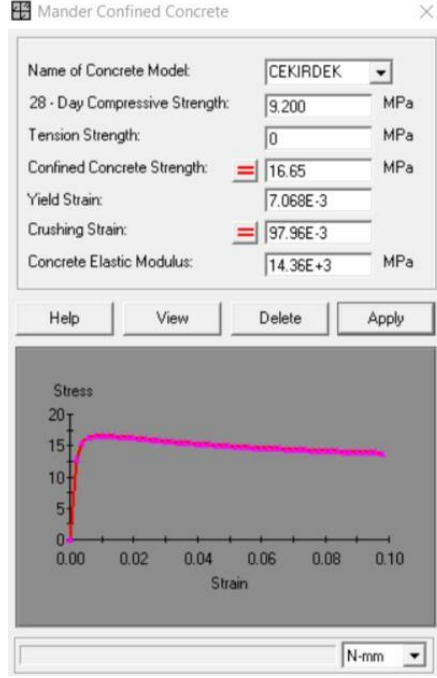
Transverse (Volumetric) reinforcing steel ratio: 19.9E-3

Confined Concrete Strength: = 16.65 MPa

Crushing Strain = 97.96E-3 Help N-mm

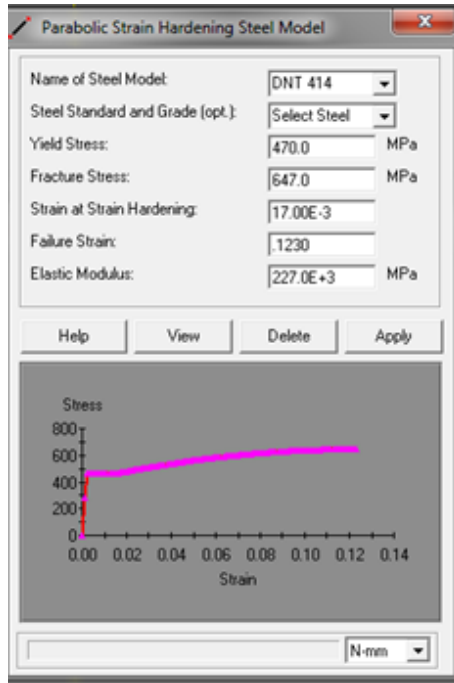
Click to calculate the confined concrete's crushing strain (ecu).

Şekil 4.52: Çekirdek betonu ezilme şekil değişirmesi



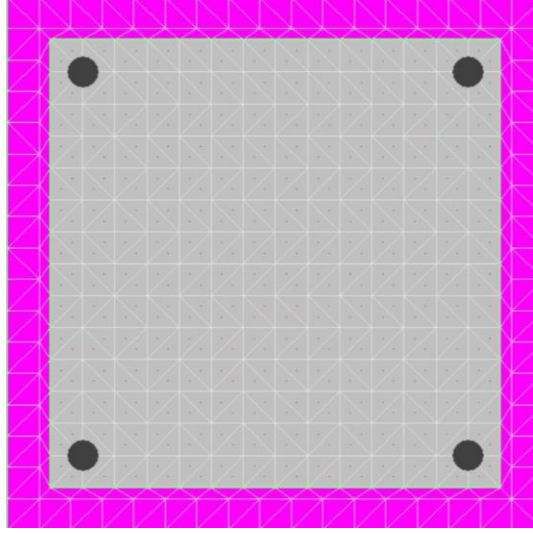
Şekil 4.53: Çekirdek betonu modeli

Boyuna donatı bilgileri girilir (Şekil 4.54).



Şekil 4.54: Boyuna donatı modeli

Programa girilen bilgiler doğrultusunda program, sonlu elemanlara ayrılmış halde oluşturulan kesiti görüntüler (Şekil 4.55).

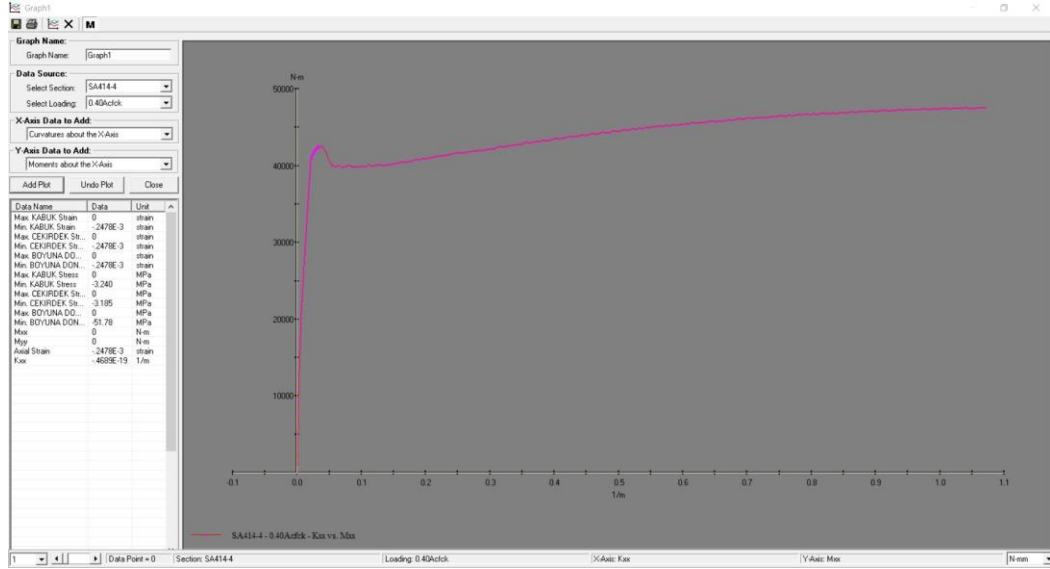


Şekil 4.55: Kesitin sonlu elemanlara bölünmüş hali

Moment-eğrilik grafiklerinin hesaplanması için gerekli veriler girilir (Şekil 4.56).

Şekil 4.56: Moment-eğrilik grafiği için çözüm şeklinin girilmesi

Tüm veriler programa girildikten sonra çözüm yapılır. Çözüm sonuçları grafik (Şekil4.57) ya da sayısal olarak (Şekil 4.58) programdan alınabilir.



Şekil 4.57: Moment-eğrilik grafiği

Section	Max. BOYUNA DONATI Stress	Max. BOYU	Kox	Min. KABUK Strain	Min. CEKİRDEK Strain
0	0	0	-4689E-19	-2478E-3	-2478E-3
1	0	1570	2390E-3	-2923E-3	-2895E-3
2	0	3150	4780E-3	-3351E-3	-3219E-3
3	0	4725	7170E-3	-3799E-3	-3654E-3
4	0	6300	9560E-3	-4188E-3	-3919E-3
5	0	7874	11950E-3	-4618E-3	-4275E-3
6	0	9393	14340E-3	-5048E-3	-4679E-3
7	0	10900	16730E-3	-5478E-3	-5001E-3
8	0	12450	19120E-3	-5908E-3	-5346E-3
9	4009	13188E-6	21510E-3	-6338E-3	-5690E-3
10	1114	5330E-6	23900E-3	-6768E-3	-6034E-3
11	1826	8736E-6	26290E-3	-7198E-3	-6212E-3
12	2537	12142E-6	28680E-3	-7628E-3	-6516E-3
13	3246	15548E-6	31070E-3	-8058E-3	-6820E-3
14	3955	18954E-6	33460E-3	-8488E-3	-7124E-3
15	4665	22360E-6	35850E-3	-8918E-3	-7428E-3
16	5374	25766E-6	38240E-3	-9348E-3	-7732E-3
17	6084	29172E-6	40630E-3	-9778E-3	-8036E-3
18	6793	32578E-6	43020E-3	-10208E-3	-8340E-3
19	7503	35984E-6	45410E-3	-10638E-3	-8644E-3
20	8212	39390E-6	47800E-3	-11068E-3	-8948E-3
21	8922	42796E-6	50190E-3	-11498E-3	-9252E-3
22	9631	46202E-6	52580E-3	-11928E-3	-9556E-3
23	10341	49608E-6	54970E-3	-12358E-3	-9860E-3
24	11050	53014E-6	57360E-3	-12788E-3	-10164E-3
25	11760	56420E-6	59750E-3	-13218E-3	-10468E-3
26	12469	59826E-6	62140E-3	-13648E-3	-10772E-3
27	13179	63232E-6	64530E-3	-14078E-3	-11076E-3
28	13888	66638E-6	66920E-3	-14508E-3	-11380E-3
29	14598	70044E-6	69310E-3	-14938E-3	-11684E-3
30	15307	73450E-6	71700E-3	-15368E-3	-11988E-3
31	16017	76856E-6	74090E-3	-15798E-3	-12292E-3
32	16726	80262E-6	76480E-3	-16228E-3	-12596E-3
33	17436	83668E-6	78870E-3	-16658E-3	-12900E-3
34	18145	87074E-6	81260E-3	-17088E-3	-13204E-3
35	18855	90480E-6	83650E-3	-17518E-3	-13508E-3
36	19564	93886E-6	86040E-3	-17948E-3	-13812E-3
37	20274	97292E-6	88430E-3	-18378E-3	-14116E-3
38	20983	100698E-6	90820E-3	-18808E-3	-14420E-3
39	21693	104104E-6	93210E-3	-19238E-3	-14724E-3
40	22402	107510E-6	95600E-3	-19668E-3	-15028E-3
41	23112	110916E-6	97990E-3	-20098E-3	-15332E-3
42	23821	114322E-6	100380E-3	-20528E-3	-15636E-3
43	24531	117728E-6	102770E-3	-20958E-3	-15940E-3
44	25240	121134E-6	105160E-3	-21388E-3	-16244E-3
45	25950	124540E-6	107550E-3	-21818E-3	-16548E-3
46	26659	127946E-6	109940E-3	-22248E-3	-16852E-3
47	27369	131352E-6	112330E-3	-22678E-3	-17156E-3

Şekil 4.58: Moment-eğrilik sonuçlarının sayısal olarak gösterilmesi

Ayrıca program, yapılan çözümlerin Analiz Raporlarını da vermektedir (Şekil 4.59). Raporda; moment-eğrilik grafiği iki doğru olarak idealize edilmiştir ve buna ait sonuçlar verilmektedir. Eğrilik Sünekliği ve Eğilme Rijitliği, iki doğru olarak idealize

edilmiş olan bu moment-eğrilik grafiğinden alınmıştır. Maksimum momentler ise moment-eğrilik grafiğinin en büyük eğilme momenti olarak alınmıştır.

## XTRACT Analysis Report - Educational

TRC - Educational License  
BAUN

Section Name: SA414  
Loading Name: 0.40Acık  
Analysis Type: Moment Curvature

### Section Details:

X Centroid: -2477E-15 mm  
Y Centroid: -2246E-14 mm  
Section Area: 62.50E+3 mm<sup>2</sup>

### Loading Details:

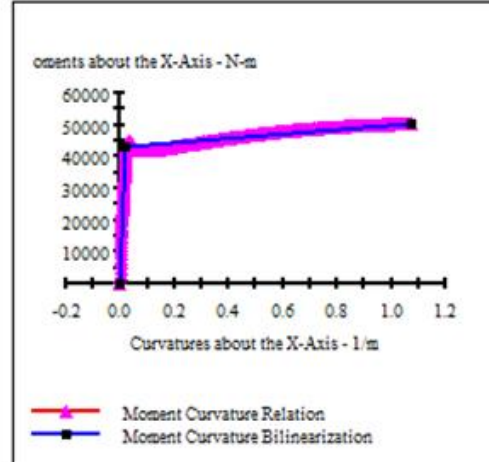
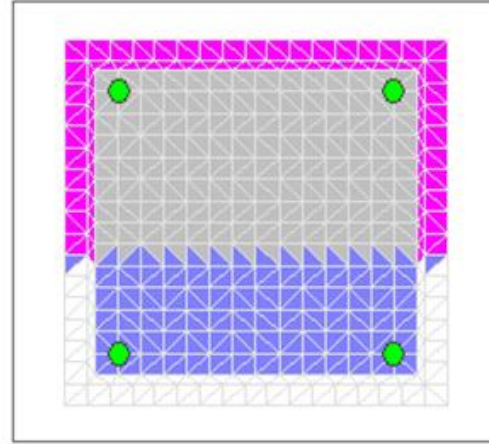
Constant Load - P: 230.0E+3 N  
Incrementing Loads: Max Only  
Number of Points: 300  
Analysis Strategy: Displacement Control

### Analysis Results:

Failing Material: DNT 414  
Failure Strain: .1230 Tension  
Curvature at Initial Load: -9078E-19 1/m  
Curvature at First Yield: 17.06E-3 1/m  
Ultimate Curvature: 1.072 1/m  
Moment at First Yield: 36.99E+3 N-m  
Ultimate Moment: 50.34E+3 N-m  
Centroid Strain at Yield: 48.97E-6 Ten  
Centroid Strain at Ultimate: 26.54E-5 Ten  
N.A. at First Yield: 2.870 mm  
N.A. at Ultimate: 24.76 mm  
Energy per Length: 49.77E+3 N  
Effective Yield Curvature: 20.05E-3 1/m  
Effective Yield Moment: 43.47E+3 N-m  
Over Strength Factor: 1.158  
Plastic Rotation Capacity: .1315 rad  
EI Effective: 2.165E+6 N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective: 6540 N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Hardening Slope: .3016 %  
Curvature Ductility: 53.47

### Comments:

User Comments



Şekil 4.59: Moment-eğrilik raporu

Bu raporda verilen moment-eğrilik grafiğinden faydalanarak Eğrilik Sünekliği ve Eğilme Rijitliği değerleri aşağıdaki şekilde hesaplanır.



Eğrilik sünekliliği, toplam eğriliğin elastik eğriliğe oranıdır. Buna göre eğrilik sünekliliği;

$$Eğrilik Sünekliliği = \frac{1.072 (1/m)}{0.02005 (1/m)} = 53.47$$

olarak hesaplanır. Eğilme rijitliği, eğilme momentinin eğriliğe oranı olarak tanımlanır. Buna göre eğilme rijitliği ise;

$$Eğilme Rijitliği = \frac{43470 (Nm)}{0.02005 (1/m)} = 2.168 \times 10^6 Nm^2$$

olarak hesaplanır. Bu değerler Şekil 4.59'daki raporda da verilmektedir.

Plastik şekil değiştirmelerin meydana geldiği betonarme sünek taşıyıcı sistem elemanlarında, çeşitli performans düzeyleri için izin verilen sınır değerler aşağıda özetlenmiştir. TBDY 2018'de yayılı ve yığılı plastik davranış modelleri öngörülmektedir. Bu çalışmada pratik özellikleri nedeniyle, uygulamadaki mühendislerin çoğunlukla tercih edeceği yığılı plastik davranış modellemesi kullanılmıştır [35].

$$\theta_p^{(G\ddot{O})} = \frac{2}{3} [(\Phi_u - \Phi_y)L_p \left(1 - 0.5 \frac{L_p}{L_s}\right) + 4.5\Phi_u d_b] \quad (4.1)$$

$\theta_p^{(G\ddot{O})}$  : Göçmenin Önlenmesi performans düzeyi plastik dönme sınırı [rd]

$L_p$  : Plastik mafsal boyu (m) [ $L_p \cong 0.5h = 0.125$  m]

$L_s$  : Kesme açıklığı (m) [ $L_s = 1.65$  m]

$\Phi_u$  : Göçme öncesi eğrilik (1/m)

$\Phi_y$  : Akma eğriliği (1/m)

$d_b$  : Boyuna donatı çapı [m]

- SA812 ve SZ812 için  $d_b=0.012$  m
- SA414 ve SZ414 için  $d_b=0.014$  m

$$\varepsilon_s^{(G\ddot{o})} = 0.4\varepsilon_{su} \quad (4.2)$$

$\varepsilon_s^{(G\ddot{o})}$  : Donatı çeliği için toplam birim şekil değiştirme

$\varepsilon_{su}$  : Max çekme dayanımına karşı gelen birim şekil değiştirme

- Ø12 için  $\varepsilon_{su} = 0.135$ ,  $E=200000$  MPa
- Ø14 için  $\varepsilon_{su} = 0.123$ ,  $E=227000$  MPa

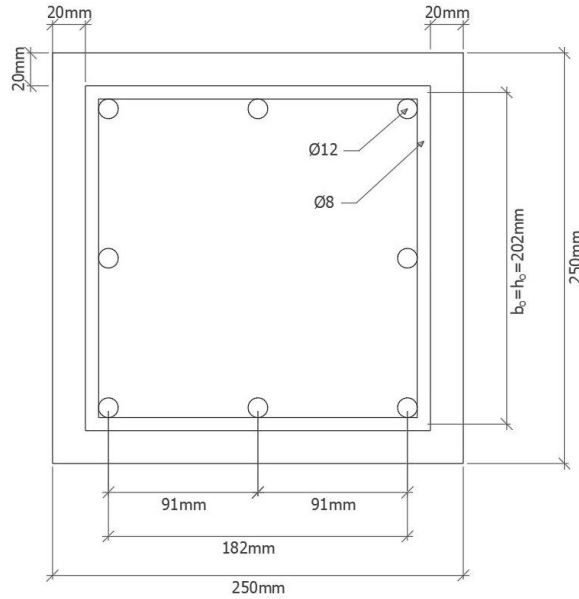
$$\varepsilon_c^{(G\ddot{o})} = 0.0035 + 0.04\sqrt{\omega_{we}} \leq 0.018 \quad (4.3)$$

$$\omega_{we} = \alpha_{se} \rho_{sh,min} \frac{f_{ywe}}{f_{ce}} \quad (4.4)$$

$\varepsilon_c^{(G\ddot{o})}$  : Göçmenin Önlenmesi düzeyi sargılı beton birim kısalma sınırı

$\omega_{we}$  : Etkin sargı donatısının mekanik donatı oranı

$\alpha_{se}$  : Sargı donatısı etkinlik katsayısı



Şekil 4.60: SA812 ve SZ812 numuneleri enkesiti

$$b_o = h_o = 250 - 2 \left( 20 + \frac{8}{2} \right) = 202 \text{ mm}$$

s: Enine donatı aralığı

- SA812 ve SA414 için; s=50 mm
- SZ812 ve SZ414 için; s=100 mm

$\rho_{sh,min}$ : Dikdörtgen kesitli kolonlarda iki yatay doğrultudaki hacimsel enine donatı oranından küçük olanı

$f_{ywe}$  : Enine donatı ortalama akma dayanımı

- Ø8 enine donatılar için  $f_{ywe} = 404$  MPa'dır.

$f_{ce}$  : Betonun ortalama basınç dayanımı

- Birinci deneyler için  $f_{ce} = 9.2$  MPa'dır.

$$\rho_{sh} = \frac{A_{sh}}{b_k \cdot s} \quad (4.5)$$

$b_k$  : Dik doğrultuda en dışta bulunan enine donatı eksenleri arasındaki uzaklık

- $b_k = h_k = b_o = h_o = 202$  mm'dir.

$A_{sh}$  : Göz önüne alınan doğrultudaki enine donatı alanı

- $A_{sh} = nA_0 = 2 \frac{\pi \times 8^2}{4} = 100.5 \text{ mm}^2$
- SA812 ve SA414 için;  $\rho_{sh} = \frac{100.5}{202 \times 50} = 9.95 \times 10^{-3}$
- SZ812 ve SZ414 için;  $\rho_{sh} = \frac{100.5}{202 \times 100} = 4.98 \times 10^{-3}$

$$\alpha_{se} = \left( 1 - \frac{\Sigma a_i^2}{6b_o h_o} \right) \left( 1 - \frac{s}{2b_o} \right) \left( 1 - \frac{s}{2h_o} \right) \quad (4.6)$$

$\alpha_{se}$  : Sargı donatısı etkinlik katsayısı

$a_i$  : Kesitteki düşey donatıların eksenleri arasındaki uzaklık (Şekil 4.60)

- SA812 ve SZ812 için;  $\alpha_i = \left[ 250 - 2 \left( 20 - 8 - \frac{12}{2} \right) \right] / 2 = 91 \text{ mm}$ 'dir.
- SA414 ve SZ414 için;  $\alpha_i = 250 - 2 \left( 20 - 8 - \frac{14}{2} \right) = 180 \text{ mm}$ 'dir.

$b_o, h_o$  : Sargı donatısı eksenlerinden ölçülen sargılı beton boyutları

- $b_o = h_o = 202 \text{ mm}$

TBDY 2018'e göre; "Şekil Değiştirmelerin ve İç Kuvvetlerin Değerlendirilmesi" başlığı altında, Kontrollü Hasar (KH) Performans Düzeyi ve Sınırlı Hasar (SH) Performans Düzeyi için sınır değerler aşağıdaki şekilde hesaplanır [35].

- Kontrollü Hasar (KH) performans düzeyi için;

$$\varepsilon_c^{(KH)} = 0.75 \varepsilon_c^{(GÖ)} \quad (4.7)$$

$$\varepsilon_s^{(KH)} = 0.75 \varepsilon_s^{(GÖ)} \quad (4.8)$$

$$\theta_p^{(KH)} = 0.75 \theta_p^{(GÖ)} \quad (4.9)$$

$\varepsilon_c^{(KH)}$  : Kontrollü Hasar düzeyi, sargılı beton birim kısalması sınırı

$\varepsilon_s^{(KH)}$  : Kontrollü Hasar düzeyi, donatı çeliği birim şekil değiştirmesi sınırı

$\theta_p^{(KH)}$  : Kontrollü Hasar düzeyi, plastik dönme sınırı [rad]

- Sınırlı Hasar (SH) performans düzeyi için;

$$\varepsilon_c^{(SH)} = 0.0025 \quad (4.10)$$

$$\varepsilon_s^{(SH)} = 0.0075 \quad (4.11)$$

$\varepsilon_c^{(SH)}$  : Sınırlı Hasar düzeyi, sargılı beton birim kısalması sınırı

$\varepsilon_s^{(SH)}$  : Sınırlı Hasar düzeyi, donatı çeliği birim şekil değiştirmesi sınırı

TBDY 2018'deki bu bilgiler doğrultusunda SA414 için hesap yapılırsa;

$$\alpha_{se} = \left(1 - \frac{\Sigma a_i^2}{6b_o h_o}\right) \left(1 - \frac{s}{2b_o}\right) \left(1 - \frac{s}{2h_o}\right)$$

$$\bullet \alpha_i = 180 \quad \bullet b_o = h_o = 202 \text{ mm} \quad \bullet s = 50 \text{ mm}$$

$$\alpha_{se} = \left(1 - \frac{4 \times 180^2}{6 \times 202^2}\right) \left(1 - \frac{50}{2 \times 202}\right) \left(1 - \frac{50}{2 \times 202}\right) = \mathbf{0.36135}$$

$$\omega_{we} = \alpha_{se} \rho_{sh,min} \frac{f_{ywe}}{f_{ce}}$$

$$\bullet f_{ce} = 9.2 \text{ MPa} \quad \bullet f_{ywe} = 404 \text{ MPa} \quad \bullet \rho_{sh,min} = 9.95 \times 10^{-3}$$

$$\omega_{we} = 0.36135 \times 9.95 \times 10^{-3} \frac{404}{9.2} = \mathbf{0.1579}$$

$$\varepsilon_c^{(G\ddot{o})} = 0.0035 + 0.04\sqrt{\omega_{we}} \leq 0.018$$

$\varepsilon_c^{(G\ddot{o})} = 0.0035 + 0.04\sqrt{0.1579} = 0.0194 > 0.018$  olduğundan,  $\varepsilon_c^{(G\ddot{o})} = \mathbf{0.018}$  alınır.

$$\varepsilon_s^{(G\ddot{o})} = 0.4\varepsilon_{su}$$

$$\bullet (\varepsilon_{su})_{boyuna} = 0.123$$

$$\varepsilon_s^{(G\ddot{o})} = 0.4 \times 0.123 = \mathbf{0.0492}$$

$$\theta_p^{(G\ddot{o})} = \frac{2}{3} [(\Phi_u - \Phi_y)L_p \left(1 - 0.5\frac{L_p}{L_s}\right) + 4.5\Phi_u d_b]$$

- XTRACT’te yapılan çözümden  $\varepsilon_{cu} = -0.0180$  için  $\phi_u = K_t = 0.2627$  1/m olarak elde edilmiştir.
- $\phi_y = 20.05 \times 10^{-3}$  1/m Şekil 4.59’deki moment-eğrilik raporundan “Effective Yield Curvature” olarak alınmıştır.
- $\varepsilon_c = -0.0180$  için  $\varepsilon_s = 0.0319 < \varepsilon_s^{(G\ddot{o})} = 0.0492$

$$\theta_p^{(G\ddot{o})} = \frac{2}{3} [(0.2627 - 20.05 \times 10^{-3}) \times 0.125 \times (1 - 0.5 \times \frac{0.125}{1.65}) + 4.5 \times 0.2627 \times 0.014] = \mathbf{0.03049}$$

$$\Delta^{(G\ddot{o})} = \Delta_y + \Delta_p = \frac{\phi_y L^2}{3} + \theta_p (L - 0.5L_p)$$

$$\Delta^{(G\ddot{o})} = \frac{20.05 \times 10^{-3} \times 1.65^2}{3} + 0.03049 \times (1.65 - 0.5 \times 0.125) = \mathbf{0.06660 \text{ m}}$$

İşlemler sonucunda Göçmenin Önlenmesi (GÖ) performans düzeyi için;

- $\theta_p^{(G\ddot{o})}$  : 0.03049 rd
- $\Delta^{(G\ddot{o})}$  : 66.6 mm

olarak bulunur (Şekil 4.61).



Şekil 4.61: SA414-2 GÖ performans düzeyi için numune hasar düzeyi

Kontrollü Hasar (KH) performans düzeyi için işlemler yapılırsa;

$$\varepsilon_c^{(KH)} = 0.75 \varepsilon_c^{(GÖ)} = 0.75 \times (0.01810) = 0.0136$$

$$\varepsilon_s^{(KH)} = 0.75 \varepsilon_s^{(GÖ)} = 0.75 \times (0.03190) = 0.0239$$

$$\theta_p^{(KH)} = 0.75 \theta_p^{(GÖ)} = 0.75 \times (0.03049) = 0.0229$$

- XTRACT'te yapılan çözümden;

$$\varepsilon_c = 0.0136 \text{ için } \phi = 0.2003 \text{ 1/m,}$$

$$\varepsilon_s = 0.0239 \text{ için } \phi = 0.1951 \text{ 1/m}$$

değerleri okunmuştur. Bu değerlerden küçük olan  $\phi = \mathbf{0.1951}$  1/m alınır.

$$\theta_p = (\theta - \theta_y)L_p = (0.1951 - 20.05 \times 10^{-3}) \times 0.125 = 0.02168 < \theta_p^{(KH)} 0.0229$$

$\theta_p^{(KH)} = 0.02168$  1/m olarak alınır.

$$\Delta^{(KH)} = \Delta_y + \Delta_p = \frac{\phi_y L^2}{3} + \theta_p (L - 0.5L_p)$$

$$\Delta^{(KH)} = \frac{20.05 \times 10^{-3} \times 1.65^2}{3} + 0.02168 \times (1.65 - 0.5 \times 0.125) = \mathbf{0.05293 \text{ m}}$$

İşlemler sonucunda Kontrollü Hasar (KH) performans düzeyi için;

- $\theta_p^{(KH)}$  : **0.02163 rd**
- $\Delta^{(KH)}$  : **52.9 mm**

olarak bulunur (Şekil 4.62).



**Şekil 4.62:** SA414-2 KH performans düzeyi için numune hasar düzeyi

Sınırlı Hasar (SH) performans düzeyi için işlemler yapılırsa;

- XTRACT'te yapılan çözümden;

$$\varepsilon_c^{(SH)} = 0.0025; \varepsilon_c = 0.00249 \text{ için } \phi = 3.25 \times 10^{-2} \text{ 1/m,}$$

$$\varepsilon_s^{(SH)} = 0.0075; \varepsilon_s = 0.00734 \text{ için } \phi = 6.51 \times 10^{-2} \text{ 1/m}$$



değerleri okunmuştur. Bu değerlerden küçük olan  $\phi = 3.25 \times 10^{-2}$  1/m alınır.

$$\theta_p = (\theta - \theta_y)L_p = (3.25 \times 10^{-2} - 20.05 \times 10^{-3}) \times 0.125 = 1.556 \times 10^{-3}$$

$$\Delta^{(SH)} = \Delta_y + \Delta_p = \frac{\phi_y L^2}{3} + \theta_p(L - 0.5L_p)$$

$$\Delta^{(SH)} = \frac{20.05 \times 10^{-3} \times 1.65^2}{3} + 1.556 \times 10^{-3}(1.65 - 0.5 \times 0.125) = \mathbf{0.02067 \text{ m}}$$

İşlemler sonucunda Sınırlı Hasar (SH) performans düzeyi için;

- $\theta_p^{(SH)} : 1.556 \times 10^{-3} \text{ rd}$
- $\Delta^{(SH)} : 20.7 \text{ mm}$

olarak bulunur (Şekil 4.63).



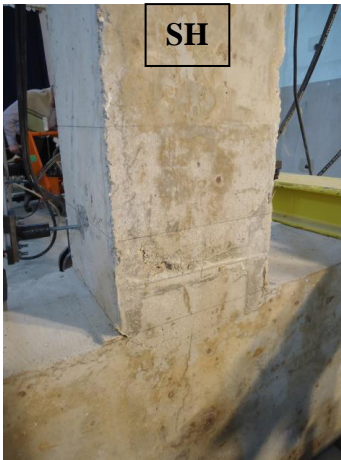
**Şekil 4.63:** SA414-2 SH performans düzeyi için numune hasar düzeyi

Bu işlemler diğer 3 numune tipi için de yapılmış, her bir numune tipi için hesaplanan hasar sınırlarına karşılık gelen dönme, şekil değiştirme ve deplasman değerleri Tablo 4.10'da gösterilmiştir. Genel olarak, TBDY 2018, TDY 2007'ye göre

daha güvenli tarafta kalan deformasyon limitleri vermektedir. Bunun sonucu olarak yatay deplasmanlar ve hasarlar sınırlandırılmakta ve daha güvenli çözümler elde edilmektedir [46, 55, 56].

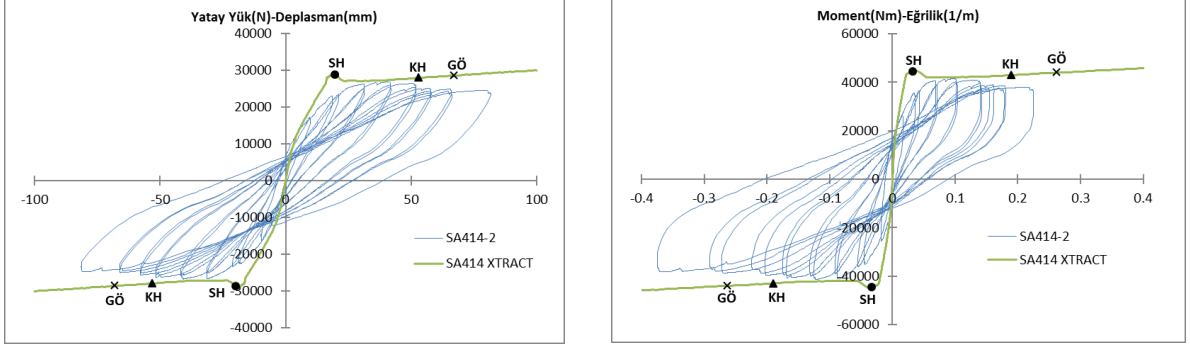
**Tablo 4.10:** Hasar sınırlarına karşılık gelen dönme, şekil değiştirme ve deplasman değerleri

Kolon Adı	Hasar Sınırı	$\varepsilon_s$ (%)	$\varepsilon_c$ (%)	$\phi_u(10^{-3})$ (rd/m)	$\phi_y(10^{-3})$ (rd/m)	$\theta_p(10^{-3})$ (rd)	$\Delta_y$ (mm)	$\Delta_p$ (mm)	$\Delta_u$ (mm)
SA414	GÖ	3.19	-1.80	262.7	20.05	30.49	18.2	48.4	66.6
	KH	2.39	--	195.1		21.88		34.7	52.9
	SH	--	-0.25	32.5		1.56		2.5	20.7
SA812	GÖ	0.24	-1.80	219.2	21.78	23.72	19.8	37.6	57.4
	KH	--	-1.32	155.9		16.77		26.6	46.4
	SH	--	-0.25	30.5		1.09		1.7	21.5
SZ414	GÖ	1.60	-1.32	153.5	18.21	17.29	16.5	27.5	44.0
	KH	--	-0.99	110.2		11.50		18.3	34.8
	SH	--	-0.25	28.6		1.30		2.1	18.6
SZ812	GÖ	1.57	-1.55	163.1	19.64	17.4	17.8	27.6	45.4
	KH	1.17	--	119.9		12.5		19.9	37.7
	SH	--	-0.25	28.1		1.06		1.7	19.5

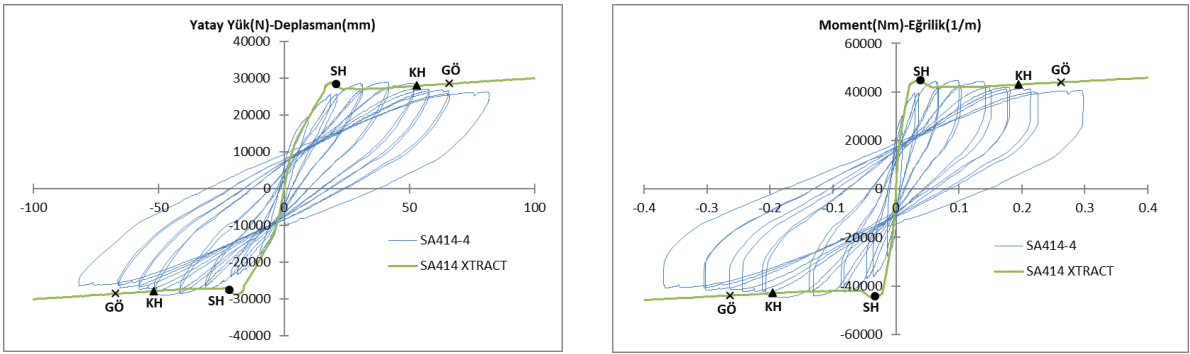


**Şekil 4.64:** SA414-2 numunesi hasar sınırlarına karşılık gelen hasar durumları

XTRACT programında tüm numuneler için yapılan çözümlerde elde edilen sonuçlar ile 1. deneylerin sonuçları karşılaştırmalı olarak aşağıdaki grafiklerde gösterilmiştir.

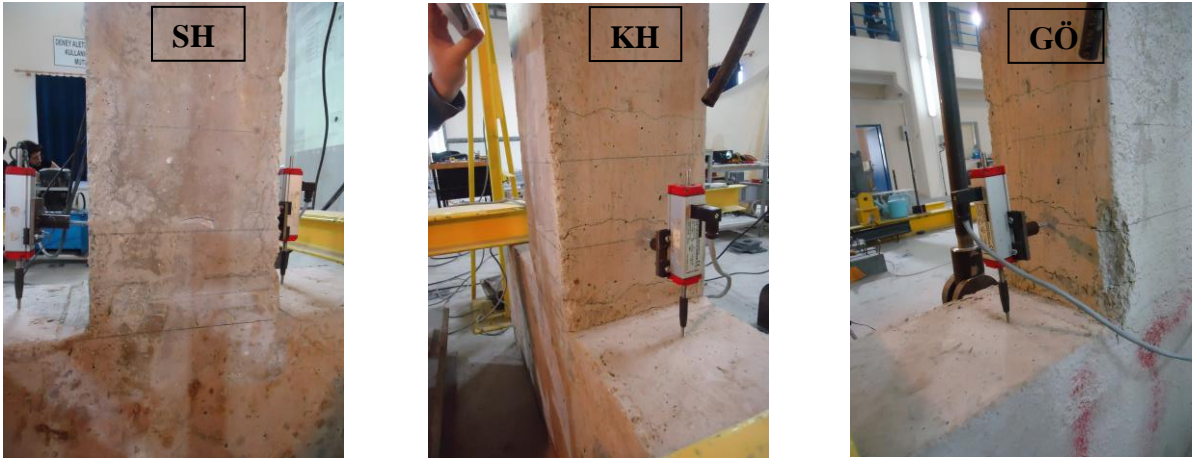


**Şekil 4.65:** SA414-2 numunesi Yatay Yük-Deplasman (P-Δ) ve Moment-Eğrilik (M-φ) diyagramları

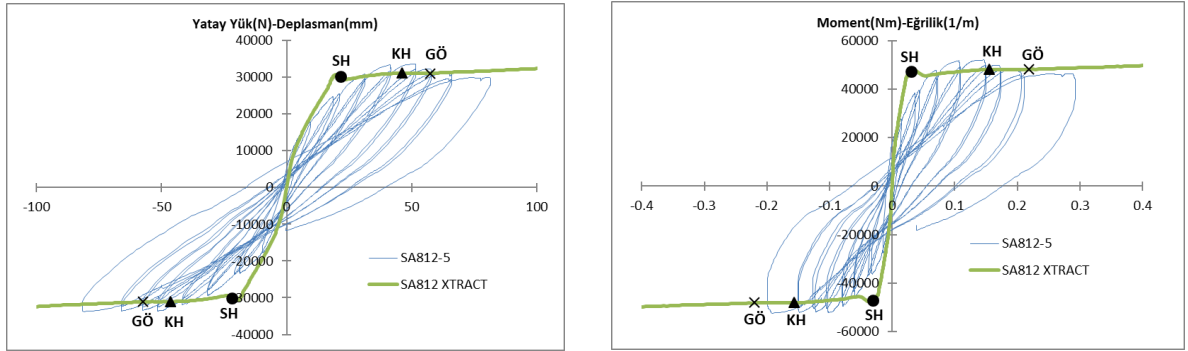


**Şekil 4.66:** SA414-4 numunesi Yatay Yük-Deplasman (P-Δ) ve Moment-Eğrilik (M-φ) diyagramları

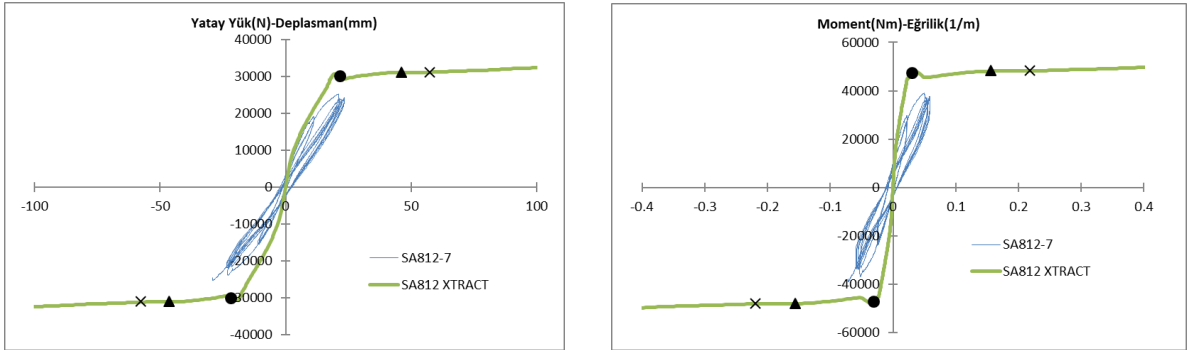
Deneyi yapılan SA414 numuneleri için, deneylerden elde edilen sonuçlar ile XTRACT kesit analiz programı ile yapılan çözümlerden elde edilen sonuçların genel olarak uyumlu olduğu görülmektedir (Şekil 4.65, Şekil 4.66). Yapılan deneylerde, Sınırlı Hasar düzeyinde kılcal çatlaklar oluşmaya başlamıştır. Kontrollü Hasar düzeyinde hasarlar görünür hale gelmiş ve kabuk betonu dökülmeye başlamıştır. Göçmenin Önlenmesi düzeyinde ise, kolon-temel birleşim bölgesinde kabuk betonu büyük oranda dökülmüş ve kolondaki plastik mafsallık görünür hale gelmiştir (Şekil 4.64). Burada gösterilmeyen son adımda ise, kabuk betonu tamamen dökülmüştür. Kolon boyuna donatılarının burkulmaması için deneye son verilmiştir.



Şekil 4.67: SA812-5 numunesi hasar sınırlarına karşılık gelen hasar durumları



Şekil 4.68: SA812-5 numunesi Yatay Yük-Deplasman (P- $\Delta$ ) ve Moment-Eğrilik (M- $\phi$ ) diyagramları



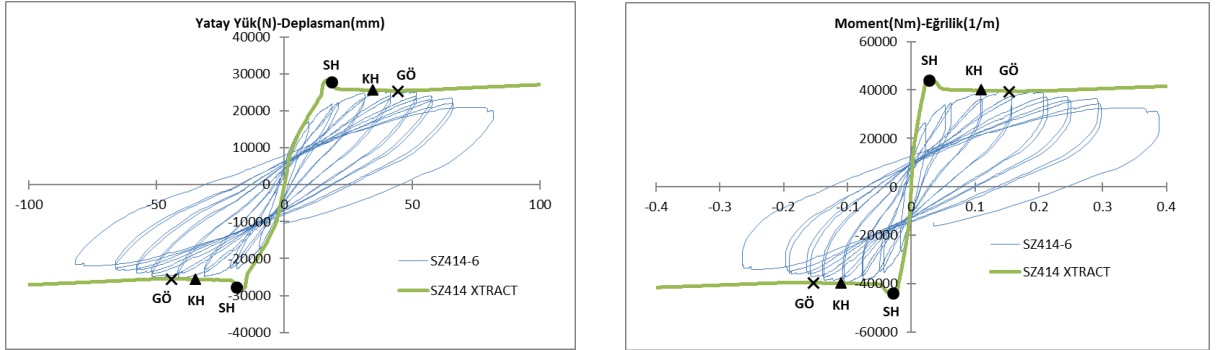
Şekil 4.69: SA812-7 numunesi Yatay Yük-Deplasman (P- $\Delta$ ) ve Moment-Eğrilik (M- $\phi$ ) diyagramları

Deneyi yapılan SA812 numuneleri için, SA812-7 numunesi deneyi yarım kaldığından karşılaştırma sadece SA812-5 numunesi için yapılacaktır. SA812-5 numunesi deneyinden elde edilen sonuçlar ile XTRACT kesit analiz programı

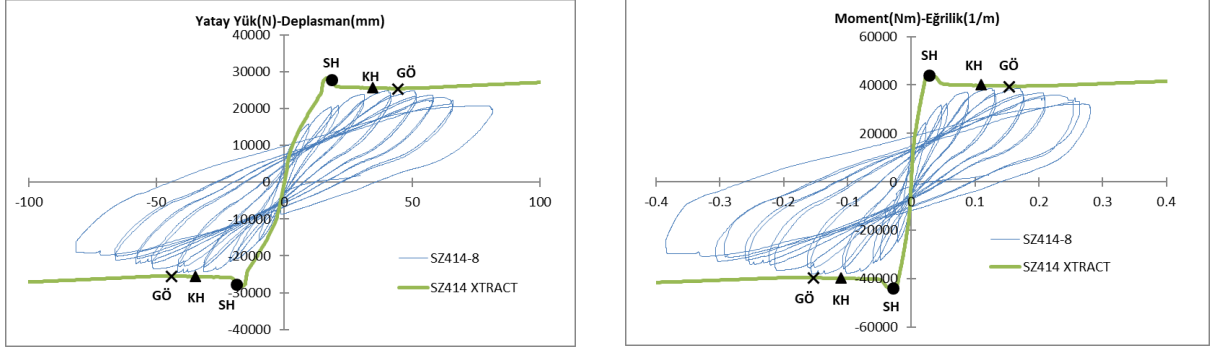
çözümlerinden elde edilen sonuçların uyumlu olduğu görülmektedir (Şekil 4.68, Şekil 4.69). Yapılan deneylerde, Sınırlı Hasar düzeyinde kılcal çatlaklar oluşmaya başlamıştır. Kontrollü Hasar düzeyinde hasarlar görünür hale gelmiş ve çatlak genişlikleri artmış. Göçmenin Önlenmesi düzeyinde ise, kolon-temel birleşim bölgesinde derin ve geniş çatlaklar oluşmuştur (Şekil 4.67). Burada gösterilmeyen son adımda ise, kabuk betonu dökülmüştür. Kolon boyuna donatılarının burkulmaması için deneye son verilmiştir.



Şekil 4.70: SZ414-6 numunesi hasar sınırlarına karşılık gelen hasar durumları



Şekil 4.71: SZ414-6 numunesi Yatay Yük-Deplasman (P-Δ) ve Moment-Eğrilik (M-φ) diyagramları

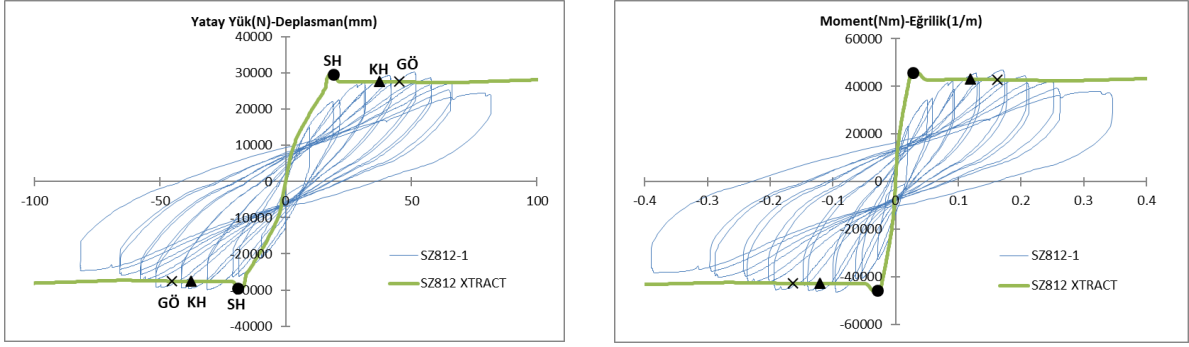


**Şekil 4.72:** SZ414-8 numunesi Yatay Yük-Deplasman (P- $\Delta$ ) ve Moment-Eğrilik (M- $\phi$ ) diyagramları

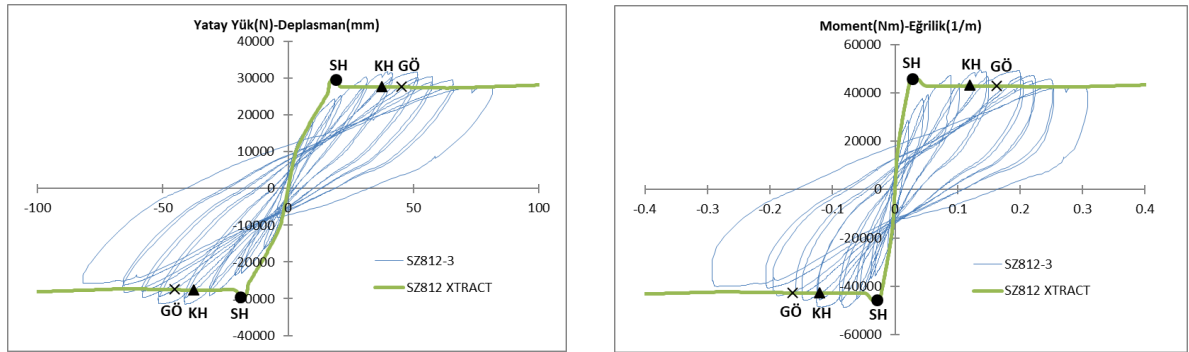
Deneyi yapılan SZ414 numuneleri için, deneylerden elde edilen sonuçlar ile XTRACT kesit analiz programı ile yapılan çözümlerden elde edilen sonuçların genel olarak uyumlu olduğu görülmektedir (Şekil 4.71, Şekil 4.72). Yapılan deneylerde, Sınırlı Hasar düzeyinde kılcal çatlaklar oluşmaya başlamıştır. Kontrollü Hasar düzeyinde hasarlar görünür hale gelmiş ve temel-beton birleşim yerinde çatlaklar oluşmuştur. Göçmenin Önlenmesi düzeyinde ise, kolon-temel birleşim bölgesinde çatlak sayısı ve çatlakların genişliği artmıştır (Şekil 4.70). Burada gösterilmeyen son adımda ise, kabuk betonu dökülmüştür. Kolon boyuna donatılarının burkulmaması için deneye son verilmiştir.



**Şekil 4.73:** SZ812-1 numunesi hasar sınırlarına karşılık gelen hasar durumları



**Şekil 4.74:** SZ812-1 numunesi Yatay Yük-Deplasman (P- $\Delta$ ) ve Moment-Eğrilik (M- $\phi$ ) diyagramları

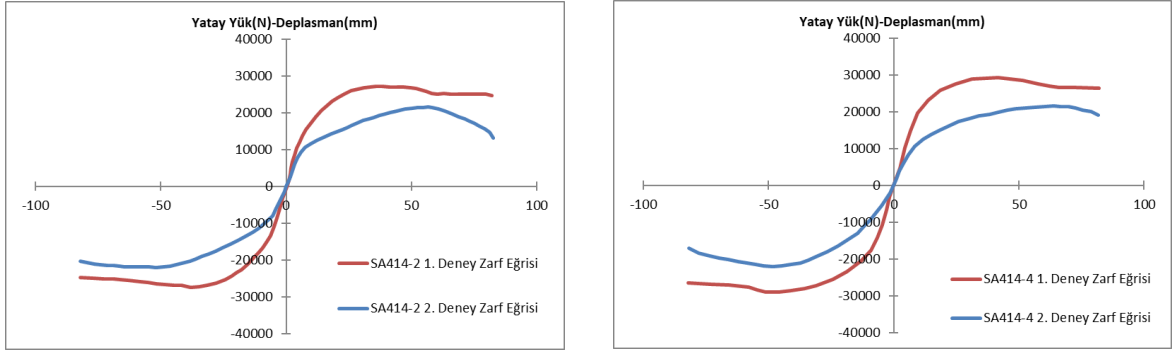


**Şekil 4.75:** SZ812-3 numunesi Yatay Yük-Deplasman (P- $\Delta$ ) ve Moment-Eğrilik (M- $\phi$ ) diyagramları

Deneyi yapılan SZ812 numuneleri için, deneylerden elde edilen sonuçlar ile XTRACT kesit analiz programı ile yapılan çözümlerden elde edilen sonuçların genel olarak uyumlu olduğu görülmektedir (Şekil 4.74, Şekil 4.75). Yapılan deneylerde, Sınırlı Hasar düzeyinde kılcal çatlaklar oluşmaya başlamıştır. Kontrollü Hasar düzeyinde hasarlar görünür hale gelmiş ve temel-beton birleşim yerinde çatlaklar oluşmuştur. Göçmenin Önlenmesi düzeyinde ise, kolon-temel birleşim bölgesinde derin ve geniş çatlaklar oluşmuş kabuk betonu parçalanmaya başlamıştır (Şekil 4.73). Burada gösterilmeyen son adımda ise, kabuk betonu dökülmüştür. Kolon boyunca donatılarının burkulmaması için deneye son verilmiştir.

Deneyi yapılan sekiz numune için, deneysel çalışmadan elde edilen sonuçlarla XTRACT kesit analiz programı kullanılarak yapılan çözümlerden elde edilen sonuçların genel olarak uyumlu olduğu görülmüştür.

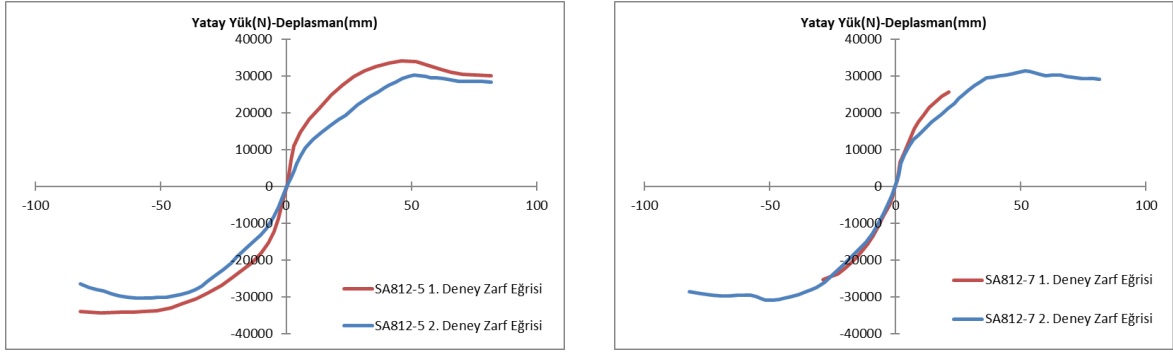
#### 4.7.2 Hasarsız Numuneler (1. deney) ve Onarılmış Numuneler (2. deney) Sonuçlarının Karşılaştırılması



Şekil 4.76: SA414 numuneleri 1. deney ve 2. deney yatay yük-deplasman zarf grafiği

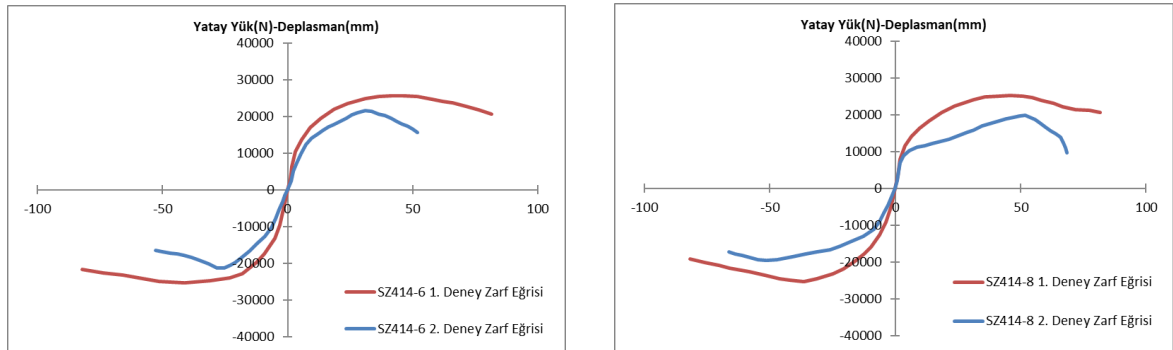
İlk deneylerde olduğu gibi, her iki numune için de 2. deneyler 28. adımda sonlandırılmıştır. Aynı numunelerin 1. ve 2. deney sonuçları oldukça farklıdır. İlk deneyde ortalama 27215 N yatay yük taşıyabilen SA414-2 kolonunun yatay yük taşıma kapasitesi %20 azalarak 21748 N'a düşmüştür. Benzer şekilde, ilk deneyde ortalama 29115 N yatay yük taşıyabilen SA414-4 kolonunun yatay yük taşıma kapasitesi %25 azalarak 21765 N'a düşmüştür. Bu şekilde numunelerin yatay yük taşıma kapasitelerinde ortalama %22'lik bir kayıp meydana gelmiştir. Buna ek olarak, her iki numunenin de eğilme rijitliği ilk adımdan itibaren azalmıştır. Bunun nedeni, donatıların daha önce akmış ve plastik deformasyon yapmış olmasıdır (Şekil 4.76).





**Şekil 4.77:** SA812 numuneleri 1. deney ve 2. deney yatay yük-deplasman zarf grafiği

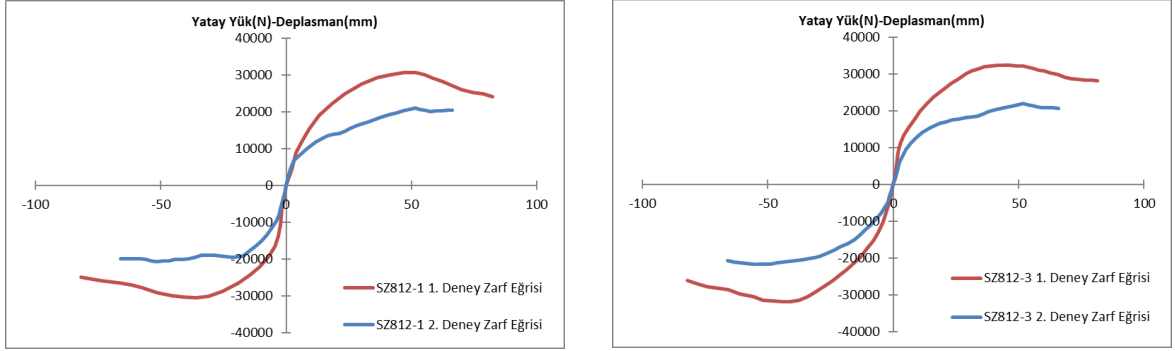
Her iki numune için de 2. deneyler 28. adımda sonlandırılmıştır. Aynı numunelerin 1. ve 2. deney sonuçları oldukça farklıdır. İlk deneyde ortalama 34155 N yatay yük taşıyabilen SA812-5 kolonunun yatay yük taşıma kapasitesi %12 azalarak 30215 N'a düşmüştür. SA812-7 numunesi 1. deneyi yarım kaldığı için bu karşılaştırma SA812-7 numunesi için yapılamamıştır. Buna ek olarak, her iki numunenin de eğilme rijitliği ilk adımdan itibaren azalmıştır. Bunun nedeni, donatıların daha önce akmış ve plastik deformasyon yapmış olmasıdır (Şekil 4.77).



**Şekil 4.78:** SZ414 numuneleri 1. deney ve 2. deney yatay yük-deplasman zarf grafiği

SZ414-6 numunesi için 2. deney 16. adımda sonlandırılmış, SZ414-8 numunesi için ise 2. deney 26. adımda bitirilmiştir. Aynı numunelerin 1. ve 2. deney sonuçları oldukça farklıdır. İlk deneyde ortalama 25470 N yatay yük taşıyabilen SZ414-6 kolonunun yatay yük taşıma kapasitesi %15 azalarak 21425 N'a düşmüştür. Benzer

şekilde, ilk deneyde ortalama 25230 N yatay yük taşıyabilen SZ414-8 kolonunun yatay yük taşıma kapasitesi %22 azalarak 19705 N'a düşmüştür. Bu şekilde numunelerin yatay yük taşıma kapasitelerinde ortalama %19'luk bir kayıp meydana gelmiştir. Buna ek olarak, her iki numunenin de eğilme rijitliği ilk adımdan itibaren azalmıştır. Bunun nedeni, donatıların daha önce akmış ve plastik deformasyon yapmış olmasıdır (Şekil 4.78).



**Şekil 4.79:** SZ812 numuneleri 1. deney ve 2. deney yatay yük-deplasman zarf grafiği

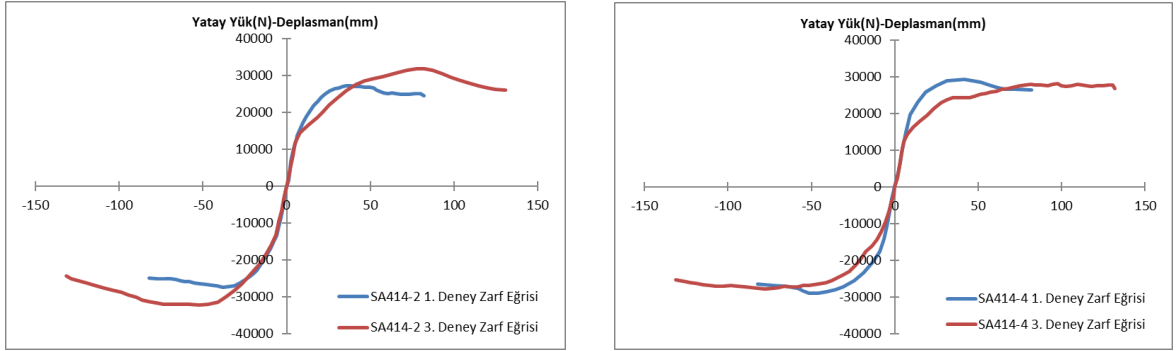
2. deneyler her iki numune için de 26. adımda sonlandırılmıştır. Aynı numunelerin 1. ve 2. deney sonuçları oldukça farklıdır. İlk deneyde ortalama 30605 N yatay yük taşıyabilen SZ812-1 kolonunun yatay yük taşıma kapasitesi %32 azalarak 20766 N'a düşmüştür. Benzer şekilde, ilk deneyde ortalama 32050 N yatay yük taşıyabilen SZ812-3 kolonunun yatay yük taşıma kapasitesi yine %32 azalarak 21795 N'a düşmüştür. Bu şekilde numunelerin yatay yük taşıma kapasitelerinde %32'lik bir kayıp meydana gelmiştir. Buna ek olarak, her iki numunenin de eğilme rijitliği ilk adımdan itibaren azalmıştır. Bunun nedeni, donatıların daha önce akmış ve plastik deformasyon yapmış olmasıdır (Şekil 4.79).

Enine donatıları daha sık ( $s=50$  mm) olan SA414 ve SA812 numunelerinin 2. deneylerinde de, ilk deneylerde olduğu gibi, deneyler 28. adımda sonlandırılmıştır. SZ414-6 numunesi hariç, diğer numunelerin deneyleri 26. adımda sonlandırılmıştır. Sadece SZ414-6 numunesinin deneyi 18. adımda bitirilmiştir. Bu şekilde deneylerin erken bitirilmesi nedeni, enine donatıların yeterince sık olmaması ( $s=100$  mm) nedeniyle

kolon boyuna donatılarında burkulma oluşmaya başlamasıdır. Bu numunelerde boyuna donatılardaki burkulmanın artmasını ve çekirdek betonunun zarar görmesini önlemek için deneyler erken bitirilmiştir.

Yukarıda grafikleri incelendiğinde, tamir için kullanılan betonun beton basınç dayanımının (24 MPa) ilk deneylerdeki beton basınç dayanımının (9.2 MPa) yaklaşık 3 katı olmasına rağmen, yatay yük taşıma kapasitesinin azaldığı görülmektedir. Bu azalma yaklaşık %23 mertebesinde. Ayrıca, 2. deneylerde numunelerin eğilme rijitlikleri azalmıştır. Sonuç olarak numuneler daha yüksek beton basınç dayanımına sahip betonla tamir edilmiş olmalarına rağmen daha düşük performans göstermişlerdir. Bunun sebebi yapılan onarımda kullanılan beton ile mevcut beton arasında oluşan soğuk derz etkisiyle kabuk betonunun erkenden ayrılmasıdır. Ayrıca donatıların daha önce akmış ve plastik deformasyon yapmış olması kesit rijitliğini azaltmıştır.

#### 4.7.3 Hasarsız Numune (1. deney) ve FRP ile Güçlendirilmiş Numune (3. deney) Deney Sonuçlarının Karşılaştırılması

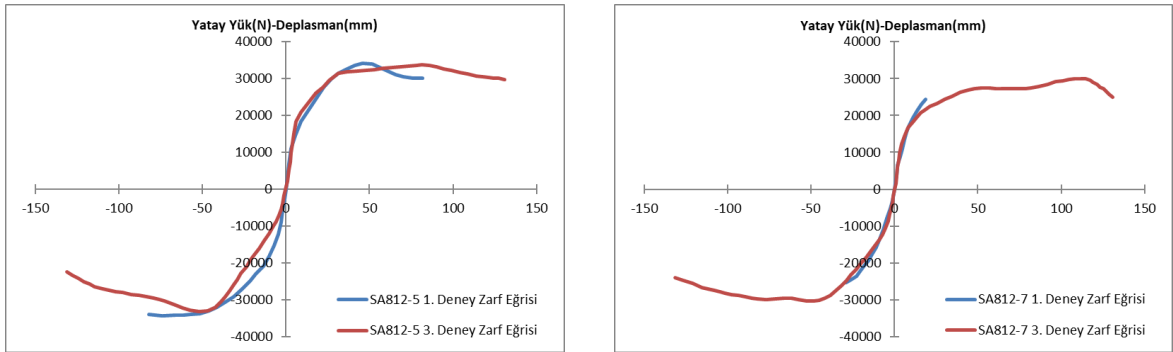


Şekil 4.80: SA414 numuneleri 1. deney ve 3. deney yatay yük-deplasman zarf grafiği

SA414-2 numunesi, basınç dayanımı 54 MPa olan beton kullanılarak ve 1 kat FRP ile sarılarak güçlendirilmiştir. 1. ve 3. deneylere ait grafikler incelendiğinde, her iki deney için de, başlangıç rijitliklerinin yaklaşık eşit olduğu görülmektedir. Bunun nedeni güçlendirme için kullanılan betonun basınç dayanımını yüksekliğidir. Yapılan

güçlendirme sonucunda numunenin ortalama 27215 N olan yatay yük taşıma kapasitesi %17 artarak 32030 N'a çıkmıştır. Kolonun yatay yük taşıma kapasitesindeki azalma deneyin daha ileri aşamalarında olmuş ve numune daha sünek bir davranış göstermiştir. Yük taşıma kapasitesindeki belirgin düşüş nedeniyle deney 42. adımda sonlandırılmıştır (Şekil 4.80).

SA414-4 numunesi, basınç dayanımı 26 MPa olan beton kullanılarak ve 3 kat FRP ile sarılarak güçlendirilmiştir. 1. ve 3. deneylere ait grafikler incelendiğinde, 3. deneydeki başlangıç rijitliğinin daha az olduğu görülmektedir. Bunun nedeni, güçlendirme için kullanılan betonun basınç dayanımının ilk deneydeki betona nazaran daha yüksek olmasına rağmen, kolon donatılarındaki daha önceden oluşmuş olan plastik şekil değiştirmelerdir. Yapılan güçlendirme sonucunda numunenin ortalama 29115 N olan yatay yük taşıma kapasitesi %5 azalarak 27900 N'a düşmüştür. Bu güçlendirme sonucunda numunenin yük taşıma kapasitesinde kayda değer bir değişim gözlenmemiştir. Deney 42. adımda sonlandırılmıştır. Deney sonuna kadar numunenin yük taşıma kapasitesinde bir azalma olmamıştır. 3 kat FRP kullanılarak yapılan sargılama, numunenin çok daha sünek davranmasını sağlamıştır (Şekil 4.80).

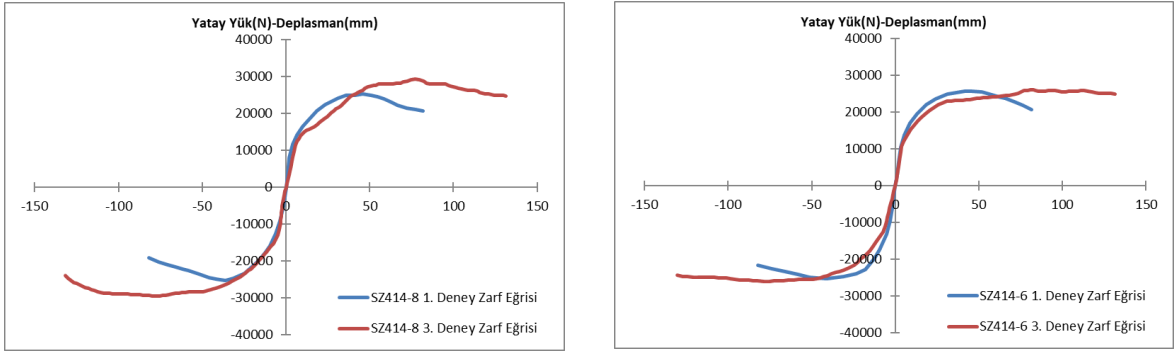


**Şekil 4.81:** SA812 numuneleri 1. deney ve 3. deney yatay yük-deplasman zarf grafiği

SA812-5 numunesi, basınç dayanımı 54 MPa olan beton kullanılarak ve 1 kat FRP ile sarılarak güçlendirilmiştir. 1. ve 3. deneylere ait grafikler incelendiğinde, her iki deney için de, başlangıç rijitliklerinin yaklaşık eşit olduğu görülmektedir. Bunun nedeni güçlendirme için kullanılan betonun basınç dayanımını yüksekliğidir. Yapılan

güçlendirme sonucunda numunenin ortalama 34155 N olan yatay yük taşıma kapasitesi %2 azalarak 33310 N'a düşmüştür. Bu güçlendirme sonucunda numunenin yük taşıma kapasitesinde kayda değer bir değişim gözlenmemiştir. Numune daha sünek bir davranış göstermiştir. Deney 42. adımda sonlandırılmıştır (Şekil 4.81).

SA812-7 numunesi, basınç dayanımı 26 MPa olan beton kullanılarak ve 3 kat FRP ile sarılarak güçlendirilmiştir. SA812-7 numunesi 1. deneyi yarım kaldığı için bu karşılaştırma SA812-7 numunesi için yapılamamıştır. Deney 42. adımda sonlandırılmıştır (Şekil 4.81).

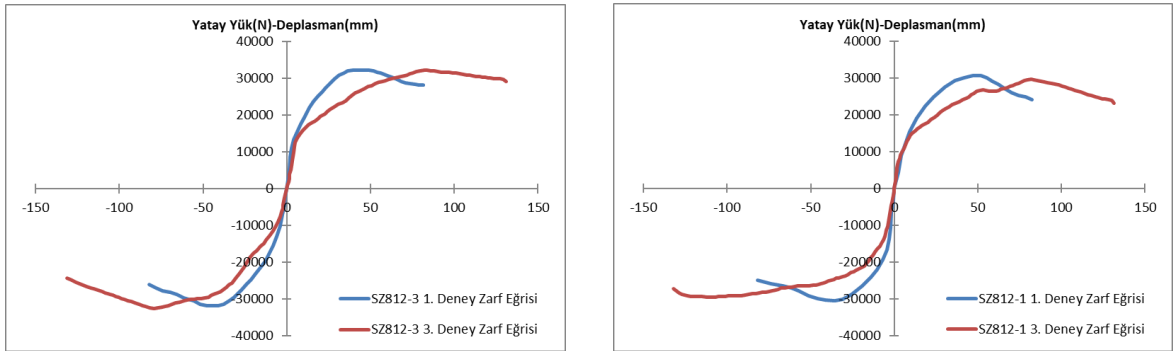


**Şekil 4.82:** SZ414 numuneleri 1. deney ve 3. deney yatay yük-deplasman zarf grafiği

SZ414-8 numunesi, basınç dayanımı 54 MPa olan beton kullanılarak ve 1 kat FRP ile sarılarak güçlendirilmiştir. 1. ve 3. deneylere ait grafikler incelendiğinde, her iki deney için de, başlangıç rijitliklerinin yaklaşık eşit olduğu görülmektedir. Bunun nedeni güçlendirme için kullanılan betonun basınç dayanımını yüksekliğidir. Yapılan güçlendirme sonucunda numunenin ortalama 25230 N olan yatay yük taşıma kapasitesi %17 artarak 29395 N'a çıkmıştır. Kolonun yatay yük taşıma kapasitesindeki azalma deneyin daha ileri aşamalarında olmuş ve numune daha sünek bir davranış göstermiştir. Yük taşıma kapasitesindeki belirgin düşüş nedeniyle deney 42. adımda sonlandırılmıştır (Şekil 4.82).

SZ414-6 numunesi, basınç dayanımı 26 MPa olan beton kullanılarak ve 3 kat FRP ile sarılarak güçlendirilmiştir. 1. ve 3. deneylere ait grafikler incelendiğinde, 3.

deneydeki başlangıç rijitliğinin daha az olduğu görülmektedir. Bunun nedeni güçlendirme için kullanılan betonun basınç dayanımını yüksekliğidir. Yapılan güçlendirme sonucunda numunenin ortalama 25470 N olan yatay yük taşıma kapasitesi %2 artarak 26035 N'a yükselmiştir. Bu güçlendirme sonucunda numunenin yük taşıma kapasitesinde kayda değer bir değişim gözlenmemiştir. Deney 42. adımda sonlandırılmıştır. Deney sonuna kadar numunenin yük taşıma kapasitesinde bir azalma olmamıştır. 3 kat FRP kullanılarak yapılan sargılama, numunenin çok daha sünek davranmasını sağlamıştır (Şekil 4.82).



**Şekil 4.83:** SZ812 numuneleri 1. deney ve 3. deney yatay yük-deplasman zarf grafiği

SZ812-3 numunesi, basınç dayanımı 54 MPa olan beton kullanılarak ve 1 kat FRP ile sarılarak güçlendirilmiştir. 1. ve 3. deneylere ait grafikler incelendiğinde, 3. deneydeki başlangıç rijitliğinin daha az olduğu görülmektedir. Bunun nedeni, güçlendirme için kullanılan betonun basınç dayanımının ilk deneydeki betona nazaran daha yüksek olmasına rağmen, kolon donatılarındaki daha önceden oluşmuş olan plastik şekil değiştirmelerdir. Yapılan güçlendirme sonucunda numunenin ortalama 32050 N olan yatay yük taşıma kapasitesi %1 artarak 32350 N'a çıkmıştır. Bu güçlendirme sonucunda numunenin yük taşıma kapasitesinde kayda değer bir değişim gözlenmemiştir. Kolonun yatay yük taşıma kapasitesindeki azalma deneyin daha ileri aşamalarında olmuş ve numune daha sünek bir davranış göstermiştir. Yük taşıma kapasitesindeki belirgin düşüş nedeniyle deney 42. adımda sonlandırılmıştır (Şekil 4.83).

SZ812-1 numunesi, basınç dayanımı 26 MPa olan beton kullanılarak ve 3 kat FRP ile sarılarak güçlendirilmiştir. 1. ve 3. deneylere ait grafikler incelendiğinde, 3. deneydeki başlangıç rijitliğinin daha az olduğu görülmektedir. Bunun nedeni, güçlendirme için kullanılan betonun basınç dayanımının ilk deneydeki betona nazaran daha yüksek olmasına rağmen, kolon donatılarındaki daha önceden oluşmuş olan plastik şekil değiştirmelerdir. Yapılan güçlendirme sonucunda numunenin ortalama 30605 N olan yatay yük taşıma kapasitesi %3 azalarak 29520 N'a düşmüştür. Bu güçlendirme sonucunda numunenin yük taşıma kapasitesinde kayda değer bir değişim gözlenmemiştir. Deney 42. adımda sonlandırılmıştır. Deney sonuna kadar numunenin yük taşıma kapasitesinde bir azalma olmamıştır. 3 kat FRP kullanılarak yapılan sargılama, numunenin daha sünek davranmasını sağlamıştır (Şekil 4.83).

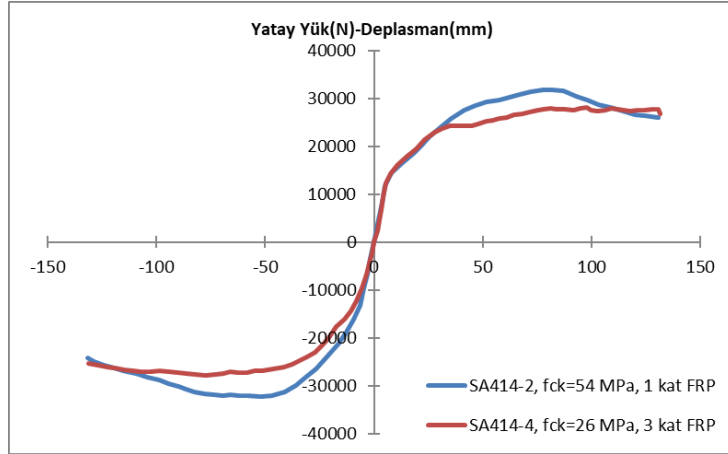
Yukarıda verilen grafikler incelendiğinde; numunelerin 3. deneylerdeki yatay yük taşıma kapasitelerinin, 1. deneylerdeki yatay yük taşıma kapasitelerine göre daha yüksek veya yaklaşık eşit olduğu görülmektedir. 3. deneyler, kullanılan betonun basınç dayanımı ve FRP ile sargılamanın etkisi nedeniyle, 2. deneylere göre daha yüksek eğilme rijitliği sağlamıştır. Ancak numunelerin eğilme rijitliği 1. deneylere göre aynı ya da daha düşük seviyede kalmıştır. Ayrıca, güçlendirilmiş numunelerin, yük taşıma kapasitesinde önemli bir azalma olmaksızın aynı yatay yükü daha büyük deplasmanlar altında da taşıdığı görülmüştür. Bu da FRP ile sargılamanın daha sünek bir davranış sağladığını göstermektedir. Sonuç olarak, FRP kullanılarak yapılacak bir güçlendirme, kolonun ilk durumuna eşit veya daha iyi bir deprem performansı göstermesini sağlayabilir.

#### **4.7.4 Beton Dayanımı ve Sargılamanın Kolonların Deprem Performansına Etkisi**

Tablo 4.9'da görüldüğü gibi 3. deneylerde benzer numuneler 2 farklı şekilde güçlendirilmiştir. SA414-2, SA812-5, SZ414-8 ve SZ812-3 numunelerinde güçlendirmede kullanılan betonun basınç dayanımı 54 MPa olup numuneler tek kat FRP

ile sarılmıştır. SA414-4, SA812-7 SZ414-6 ve SZ812-1 numunelerinde ise güçlendirmede kullanılan betonun basınç dayanımı 26 MPa olup numuneler 3 kat FRP ile sarılmıştır.

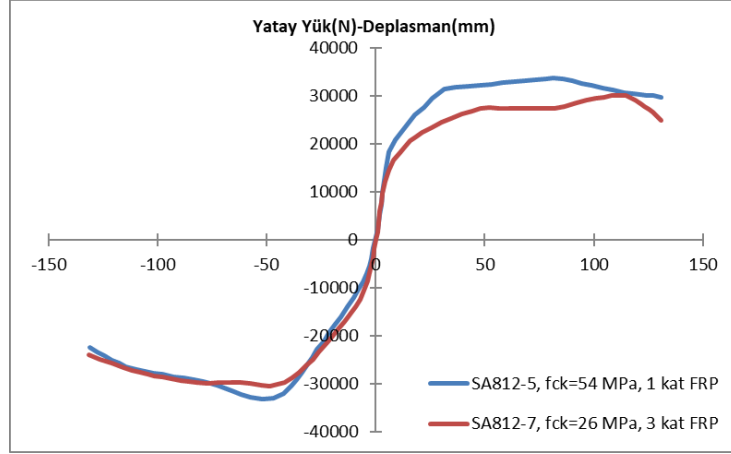
Güçlendirmenin iki farklı şekilde yapılmasının nedeni; beton dayanımının ve FRP sargı sayısının güçlendirmedeki etkinliğini daha iyi görebilmektir.



Şekil 4.84: SA414-2 ve SA414-4 3. deney yatay yük-deplasman zarf grafiği

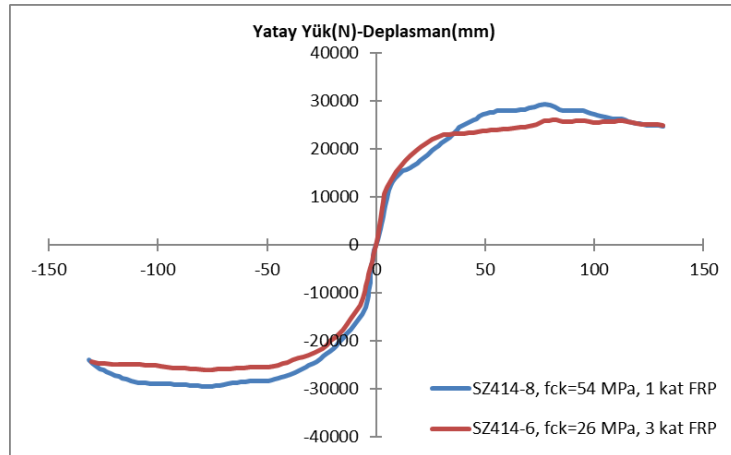
SA414-2 numunesi, basınç dayanımı 54 MPa olan beton kullanılarak ve 1 kat FRP ile sarılarak güçlendirilmiştir. SA414-4 numunesi ise, basınç dayanımı 26 MPa olan beton kullanılarak ve 3 kat FRP ile sarılarak güçlendirilmiştir. SA414-2 numunesinde çekme ve itme için en büyük yatay yükler, sırasıyla -32238 N ve +31818 N olarak okunmuştur. SA414-4 numunesinde ise bu değerler, sırasıyla -27725 N ve +28073 N olarak okunmuştur. Görüldüğü gibi, en büyük itme ve çekme kuvvetleri SA414-2 için daha yüksek çıkmıştır. SA414-2 numunesi SA414-4 numunesi yük taşıma kapasitesine göre %15 daha iyi performans göstermiştir (Şekil 4.84).





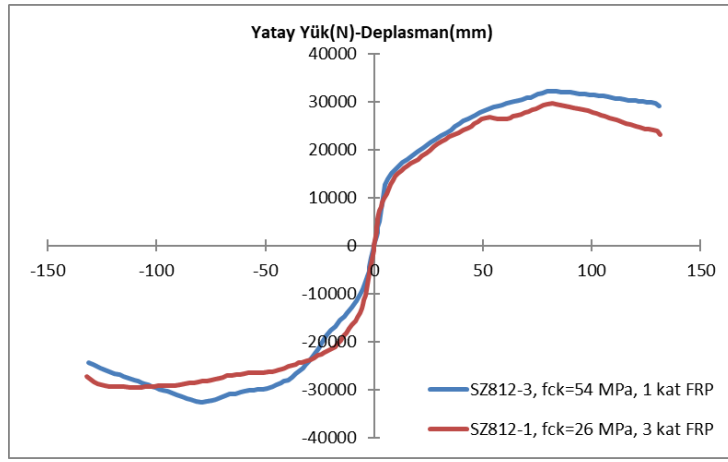
**Şekil 4.85:** SA812-5 ve SA812-7 3. deney yatay yük-deplasman zarf grafiği

SA812-5 numunesi, basınç dayanımı 54 MPa olan beton kullanılarak ve 1 kat FRP ile sarılarak güçlendirilmiştir. SA812-7 numunesi ise, basınç dayanımı 26 MPa olan beton kullanılarak ve 3 kat FRP ile sarılarak güçlendirilmiştir. SA812-5 numunesinde çekme ve itme için en büyük yatay yükler, sırasıyla -33170 N ve +33450 N olarak okunmuştur. SA812-7 numunesinde ise bu değerler, sırasıyla -30165 N ve +29886 N olarak okunmuştur. Görüldüğü gibi, en büyük itme ve çekme kuvvetleri SA812-5 için daha yüksek çıkmıştır. SA812-5 numunesi SA812-7 numunesi yük taşıma kapasitesine göre %11 daha iyi performans göstermiştir (Şekil 4.85).



**Şekil 4.86:** SZ414-8 ve SZ414-6 3. deney yatay yük-deplasman zarf grafiği

SZ414-8 numunesi, basınç dayanımı 54 MPa olan beton kullanılarak ve 1 kat FRP ile sarılarak güçlendirilmiştir. SZ414-6 numunesi ise, basınç dayanımı 26 MPa olan beton kullanılarak ve 3 kat FRP ile sarılarak güçlendirilmiştir. SZ414-8 numunesinde çekme ve itme için en büyük yatay yükler, sırasıyla -29470 N ve +29315 N olarak okunmuştur. SZ414-6 numunesinde ise bu değerler, sırasıyla -25965 N ve +26100 N olarak okunmuştur. Görüldüğü gibi, en büyük itme ve çekme kuvvetleri SZ414-8 için daha yüksek çıkmıştır. SZ414-8 numunesi SZ414-6 numunesi yük taşıma kapasitesine göre %13 daha iyi performans göstermiştir (Şekil 4.86).



Şekil 4.87: SZ812-3 ve SZ812-1 3. deney yatay yük-deplasman zarf grafiği

SZ812-3 numunesi, basınç dayanımı 54 MPa olan beton kullanılarak ve 1 kat FRP ile sarılarak güçlendirilmiştir. SZ812-1 numunesi ise, basınç dayanımı 26 MPa olan beton kullanılarak ve 3 kat FRP ile sarılarak güçlendirilmiştir. SZ812-3 numunesinde çekme ve itme için en büyük yatay yükler, sırasıyla -32530 N ve +32165 N olarak okunmuştur. SZ812-1 numunesinde ise bu değerler, sırasıyla -29465 N ve +29570 N olarak okunmuştur. Görüldüğü gibi, en büyük itme ve çekme kuvvetleri SZ812-3 için daha yüksek çıkmıştır. SZ812-3 numunesi SZ812-1 numunesi yük taşıma kapasitesine göre %10 daha iyi performans göstermiştir (Şekil 4.87).

Yukarıdaki grafikler incelendiğinde, burada yapılan deneyler için, sargı sayısının kapasite artışına etkisi olmadığı görülmüştür. Ancak güçlendirme yapılırken, FRP

sargıdan önce yapılan onarımda kullanılan betonun basınç dayanımının yüksek olması, %13 kadar kapasite artışı sağlamıştır. Bu durum FRP güçlendirmede beton dayanımının önemini ortaya koymaktadır. Daha büyük kesite sahip olan kolonlarda oluşacak radyal kuvvetler nedeniyle, sargılama sayısının çok daha önemli olabileceği de göz önünde tutulmalıdır.

## 5. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Betonarme yapılarda güçlendirme ihtiyacı deprem sonucu ortaya çıkabildiği gibi kullanım amacı değişen yapılar için de söz konusudur. Onarım görmüş bir bina için güçlendirme veya yıkım kararı alınırken ekonomik değerlendirmenin yanında bazı önemli kriterlerin de göz önüne alınması gerekmektedir. Yapının, bulunduğu ülke için tarihsel ve manevi değeri, yapının şehrin simgesi niteliğinde olup olmadığı, binanın servis ömrünün tamamlayıp tamamlamadığı, çevresel şartlar, teknolojik olanaklar, yıkılıp yeniden yapım olanakları vb. durumlar nedeniyle binayı güçlendirmek ekonomik olarak uygun olmasa dahi tercih edilebilir

Bu tez çalışmasında yapılan deneylerde; boyuna donatıları 4 $\phi$ 14, enine donatıları 50 mm ve 100 mm olan 2 tip, boyuna donatıları 8 $\phi$ 12, enine donatıları 50 mm ve 100 mm olan 2 tip olmak üzere toplamda 4 tip numune hazırlanmıştır. Her tip numuneden 2 adet hazırlanmış olduğundan, deneylerde toplam 8 adet numune kullanılmıştır. Her bir numune; ilk yapıldığı şekilde, onarım gördükten sonra ve güçlendirildikten sonra ayrı ayrı deneye tabi tutulmuş olduğundan, toplam 24 adet kolon deneyi yapılmıştır.

Deneylerden elde edilen veriler ile 5 farklı karşılaştırma yapılmıştır. İlk olarak aynı tip hasarsız numunelerle yapılan 1. deneylerin sonuçları kendi içerisinde karşılaştırılmıştır ve elde edilen sonuçların birbiriyle uyumlu olduğu görülmüştür. Ayrıca XTRACT kesit analiz programı kullanılarak yapılan çözümlerden elde edilen sonuçlarla deney sonuçlarının uyumlu olup olmadığının görülmesi için ikinci bir karşılaştırma daha yapılmıştır. Bu karşılaştırmalar sonucunda, aynı tip numuneler için elde edilen deney sonuçlarının birbirleriyle, deney sonuçlarının da XTRACT kesit analiz programı kullanılarak yapılan çözümlerden elde edilen sonuçların uyumlu olduğu görülmüştür.

Onarımı yapılmış numunelerle yapılan ikinci deneylerin grafikleri incelendiğinde, tamir için kullanılan betonun basınç dayanımının ( $f_{ck}=24$  MPa) ilk deneylerdeki beton basınç dayanımının ( $f_{ck}=9.2$  MPa) yaklaşık 3 katı olmasına rağmen,

yatay yük taşıma kapasitesinin azaldığı görülmektedir. Bu azalma yaklaşık %23 mertebesindedir. Ayrıca, 2. deneylerde numunelerin eğilme rijitlikleri azalmıştır. Sonuç olarak numuneler daha yüksek basınç dayanımına sahip betonla tamir edilmiş olmalarına rağmen daha düşük performans göstermişlerdir. Bunun sebebi yapılan onarımda kullanılan beton ile mevcut beton arasında oluşan soğuk derz etkisiyle kabuk betonunun erkenden ayrılmasıdır. Ayrıca donatıların daha önce akmış ve plastik deformasyon yapmış olması kesit rijitliğini azaltmıştır. Bu durum, daha yüksek dayanımlı beton kullanılarak yapılmış olsa dahi, yapılacak onarımın kolon deprem performansına katkı sağlamayacağını göstermiştir.

Yapılan üçüncü deneylerde, 2. deneyler sonucunda hasar görmüş numuneler onarılmış ve daha sonra bu numunelere FRP sargılama işlemi yapılmıştır. Onarımı yapıp karbon elyafı ile güçlendirilen numunelerle yapılan üçüncü deneylerin grafikleri incelendiğinde, 3. deneylerdeki yatay yük taşıma kapasitelerinin, 1. deneylerdeki yatay yük taşıma kapasitelerine göre daha yüksek veya yaklaşık eşit olduğu görülmektedir. 3. deneyler, kullanılan betonun basınç dayanımı ve FRP ile sargılamanın etkisi nedeniyle, 2. deneylere göre daha yüksek eğilme rijitliği sağlamıştır. Ancak numunelerin eğilme rijitliği 1. deneylere göre aynı ya da daha düşük seviyede kalmıştır. Ayrıca, güçlendirilmiş numunelerin, yük taşıma kapasitesinde önemli bir azalma olmaksızın aynı yatay yükü daha büyük deplasmanlar altında da taşıdığı görülmüştür. Bu da FRP ile sargılamanın daha sünek bir davranış sağladığını göstermektedir. Sonuç olarak, FRP kullanılarak yapılacak bir güçlendirme, kolonun ilk durumuna eşit veya daha iyi bir deprem performansı göstermesini sağlayabilir.

3. deneyler öncesi onarımı yapıp güçlendirilen SA414-2, SA812-5, SZ414-8 ve SZ812-3 numunelerinde güçlendirmede kullanılan betonun basınç dayanımı 54 MPa olup numuneler tek kat FRP ile sarılmıştır. SA414-4, SA812-7 SZ414-6 ve SZ812-1 numunelerinde ise güçlendirmede kullanılan betonun basınç dayanımı 26 MPa olup numuneler 3 kat FRP ile sarılmıştır. Burada amaç; beton dayanımının ve FRP sargı sayısının güçlendirmedeki etkinliğini daha iyi görebilmektir. Deneyler sonunda, sargı sayısının kapasite artışına etkisi olmadığı görülmüştür. Ancak güçlendirme yapılırken,

FRP sargıdan önce yapılan onarımda kullanılan betonun basınç dayanımının yüksek olması, %13 kadar kapasite artışı sağlamıştır. Bu durum FRP güçlendirmede beton dayanımının önemini ortaya koymaktadır. Ancak beton dayanımından istenilen faydanın sağlanabilmesi için, enine donatı görevi gören FRP sargının yeterli miktarda olması gerektiği de unutulmamalıdır.

## 6. KAYNAKLAR

- [1] Selçuk, M. E., *İSMEP Rehber Kitaplar-4: Güçlendirme ve Yeniden Yapım Çalışmaları*, İstanbul: İstanbul İl Afet ve Acil Durum Müdürlüğü, (2014).
- [2] Boğaziçi Üniversitesi Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsü, “Deprem Nedir?”, (28 Nisan 2016),  
<http://www.koeri.boun.edu.tr/sismo/Personel/comoglu/depremnedir/>, (2016).
- [3] Boğaziçi Üniversitesi Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsü, “Depremde Hasar Gören Betonarme Yapıların Onarımı ve Güçlendirilmesi”, *Deprem Araştırma Bülteni*, (2000).
- [4] Ökten, M. S., “Betonarme Kirişlerin Karbon Elyafı ile Güçlendirilmesi Üzerine Deneysel Bir İnceleme”, Yüksek Lisans, *İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı*, İstanbul, (2003).
- [5] Keleşoğlu, Ö., Çakar, H., & Polat, A., “Mevcut Betonarme Bir Yapının 2007 Deprem Yönetmeliğine Göre Performansının Belirlenmesi ve Güçlendirme Önerisi”, *International Journal of Pure and Applied Sciences*, 58-67, (2017).
- [6] Acun, B. ve Sucuoğlu, H., “Betonarme Kolonların Şekil Değiştirme Performans Sınırlarının Deneysel Gözlemlerle Değerlendirilmesi”, *İMO Teknik Dergi*, 356, 5523 - 5541, (2011).
- [7] Chronopoulos, P., “Response of Repaired/Strengthened RC Columns Under Cyclic Actions”, Proceedings of the 8th European Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, (1986).

- [8] Suleiman, R., “Repair and Strengthening of Reinforced Concrete Columns”, *Ph. D. Thesis in Middle East Technical University*, Ankara,(1991).
- [9] Zıraba, Y. N., & Baluch, M. H., “Computational Model for Reinforced Concrete Beams Strengthened by Epoxy Bonded Steel Plates”, *Finite Element Anal Design*, 253-271, (1995).
- [10] Babalıoğlu, M. N., “Çift Eğrilikli Betonarme Kolonların Komşu İki Yüzünden Onarımı veya Güçlendirilmesi”, Yüksek Lisans Tezi, *Gazi Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü*, Ankara, (1995).
- [11] Elmas, M., Çağlar, N., & Mert, N., “Hasar Görmüş Betonarme Kirişlerin Çelik Plakalarla Güçlendirilmesi” İzmir: XIV. Teknik Kongre Bildiriler Kitabı, Türkiye İnşaat Mühendisleri Odası, (1997).
- [12] Deneme, İ. Ö., “Depremde Hasar Gören Yapıların Güçlendirilmesi”, Yüksek Lisans Tezi, *Niğde Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü*, Niğde, (2001).
- [13] Kuşan, H., “Depremde Hasar Gören Yapıların Onarımı ve Güçlendirilmesi”, Yüksek Lisans Tezi, *Osmangazi Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü*, Eskişehir, (2002).
- [14] Tezcan, A., “Kolon Sarılma Bölgelerinin CFRP Kompozitler ile Güçlendirilmesi”, Yüksek Lisans Tezi, *İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü*, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, İstanbul, (2004).
- [15] Akgönen, A. İ., “Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımı ve Onarım Güçlendirme Tekniklerinin İncelenmesi”, Yüksek Lisans Tezi, *Kahramanmaraş Sütçü İmam Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü*, Kahramanmaraş, (2005).



- [16] Yılmaz, B., “Betonarme Yapıların Onarımı ve Güçlendirilmesi”, Yüksek Lisans Tezi, *Eskişehir Osmangazi Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü*, Eskişehir, (2006).
- [17] Ceritli, S., “Depremde Hasar Görmüş Yapıların Mantolama ve Perdelerle Güçlendirilmesi”, Yüksek Lisans Tezi, *Fırat Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü*, Elazığ, (2006).
- [18] Yörükçü, B., “Hasarlı Yapıların Onarım Güçlendirme İlkeleri”, Yüksek Lisans Tezi, *Eskişehir Osmangazi Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü*, Eskişehir, (2007).
- [19] Yılmaz, S., “Betonarme Binaların Yapı Dışarısından Perde Duvarlarla Güçlendirilmesi”, Doktora Tezi, *Pamukkale Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü*, Denizli, (2007).
- [20] Sezer, F., “Betonarme Bir Yapının Doğrusal Olmayan Yöntemle Deprem Güvenliğinin İncelenmesi”, Yüksek Lisans Tezi, *İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü*, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, İstanbul, (2007).
- [21] Yıldırım, M., “Deprem Etkisindeki Betonarme Yapıların Onarım ve Güçlendirilmesi”, Yüksek Lisans Tezi, *Mustafa Kemal Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü*, Antakya/Hatay, (2008).
- [22] Tosun, M., “Perde Duvarlı Betonarme Karkas Binanın Yapımı Sırasında Malzemelerinin Mekanik Özelliklerinin Betonun Dayanımına Etkisi, Kat Perdeleri Deprem Süresince Hasar Oluşmuş Perde Karkas Şemalı Bir Binanın Depreme Dayanıklılığının Ve Güçlendirme Metotları”, Yüksek Lisans Tezi, *Erciyes Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü*, Kayseri, (2009).
- [23] Sümengen, U., “Mevcut Yapılarda Kullanılan Güçlendirme Yöntemlerinin Hasar Olasılığına Etkisi”, Yüksek Lisans Tezi, *Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü*, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, İstanbul (2009).

- [24] Çınar, A., “Performansa Dayalı Tasarım ile Binaların Sismik Değerlendirmesi: Bir Durum Çalışması”, Yüksek Lisans Tezi, *İstanbul Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü*, İstanbul, (2009).
- [25] Gülmez, Ö., “Depremde Hasar Gören Betonarme Yapıların Güçlendirilmesi ve Mimariye Olan Etkisi”, Yüksek Lisans Tezi, *Haliç Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü*, İstanbul, (2010).
- [26] Ürünveren, M. F., “Çok Katlı Betonarme Yapılarda Deprem Performansının Belirlenmesi Yöntemleri ve Güçlendirme Önerileri”, Yüksek Lisans Tezi, *Dokuz Eylül Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü*, İzmir, (2010).
- [27] Atay, H., “Depremde Hasar Görmüş Yapıların Güçlendirme Yöntemleri ve Güçlendirmede Kullanılan Malzemeler”, Yüksek Lisans Tezi, *Sakarya Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü*, Sakarya, (2010).
- [28] Batmacı, H., “Depremde Hasar Gören Bir Binanın Mantolama, Perde İlavesi ve Kat Azaltılması Yöntemi ile Güçlendirilmelerinin Karşılaştırılması”, Yüksek Lisans, *Sakarya Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü*, Sakarya, (2011).
- [29] Öncü, G., “Mevcut Betonarme ve Yığma Binaların Depreme Karşı Onarım ve Güçlendirme Yöntemleri ve İzmir'deki Bazı Uygulama Örneklerinin İrdelenmesi”, Yüksek Lisans, *Dokuz Eylül Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü*, İzmir, (2011).
- [30] Aytaç, E., “CFRP Güçlendirme Malzemesi ve Güçlendirme Teknikleri”, Yüksek Lisans, *Dokuz Eylül Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü*, İzmir, (2011).
- [31] Güneş, B., “Karbon Lifli Polimerler (CFRP) ile Güçlendirilmiş Çelik-Betonarme Kompozit Kirişlerin Yorulma Davranışı”, Yüksek Lisans, *İstanbul Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü*, İstanbul, (2013).

- [32] Peker, Z., “Karbon Fiber Takviyeli Polimer Kompozitlerin Kenar Kesme ve Kırpma İşlemlerinde Takım Aşınmasının Deneysel Olarak İncelenmesi”, Yüksek Lisans Tezi, *Orta Doğu Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü*, Ankara, (2017).
- [33] Aşkoğlu, A., “Tarihi Yığma Bir Yapıda Uygulanan Güçlendirmenin Deprem Performansına Etkisinin Sayısal Yöntemle İncelenmesi”, Yüksek Lisans, *Anadolu Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü*, Eskişehir (2018).
- [34] Köroğlu, N. G., “CFRP ile Güçlendirilmiş Betonarme Kolonların Moment-Eğrilik İlişkilerinin İncelenmesi”, Yüksek Lisans, *Sakarya Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü*, Sakarya, (2018).
- [35] Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği, (01 Ocak 2019),<http://www.resmigazete.gov.tr/eskiler/2018/03/20180318M1-2-1.pdf>.
- [36] Akkaş, A., Avcı, H., & Başyigit, C., “Türkiye’de Hazır Beton Maliyetini Etkileyen Parametreler ve Bölgelere Göre Maliyet Analizi”, *SDU International Journal of Technologic Sciences*, 2, (2010).
- [37] Sim Beton Yapı Elemanları, “Betonun Tarihi”, <http://www.simbeton.com.tr/p25-betonun-tarihi>, (2017).
- [38] TS - 500, “Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları”, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara, (2000).
- [39] Doğançün, A. (2008). *Betonarme Yapıların Hesap ve Tasarımı*. İstanbul: Birsen Yayıncılık.

- [40] TS EN 206:2013+A1, “*Beton-Özellik, Performans, İmalat ve Uygunluk*”, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara, (2017).
- [41] Uzbaş, B., “Beton İçin Geliştirilen Gerilme-Şekil Değiştirme Modellerinin Karşılaştırılması”, *Politeknik Dergisi*, 117-120, (2014).
- [42] Topçu, A., “*Betonarme*”, Yüksek Lisans Tezi, *Eskişehir Osmangazi Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü*, (2015).
- [43] TS - 708, “Çelik - Betonarme için - Donatı Çeliği”, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara, (2010).
- [44] Mander, J.B., “Seismic Design of Bridge Piers, PhD Thesis”, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, (1984).
- [45] Kazaz, İ., “Betonarme Perde Duvarların Sonlu Eleman Analizinde Aderans Kaymasının Uygulanması”, *Pamukkale Üniversitesi Mühendislik Bilimleri Dergisi*, 18, 155 - 163, (2012).
- [46] T.C Bayındırlık ve İskân Bakanlığı, “*Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik*”, Resmi Gazete, Ankara, (2007).
- [47] Yılmaz, Z., Çankaya, F., & Karakaya, A, “Bina Maliyet Oranı ve Bina Güçlendirme Maliyetini Etkileyen Faktörler Arasındaki İlişki”, *Erciyes Üniversitesi İktisadi ve İdari Bilimler Fakültesi Dergisi*, 51, 152, (2018).
- [48] Sakarya Üniversitesi Bilgi Sistemi, “*Betonarme Sistemlerde Oluşan Yapı Hasar Biçimleri*”, [http://content.lms.sabis.sakarya.edu.tr/Uploads/71886/45909/tasiyici\\_sistem\\_hasarlarini\\_tanima.pdf](http://content.lms.sabis.sakarya.edu.tr/Uploads/71886/45909/tasiyici_sistem_hasarlarini_tanima.pdf), (2006).

- [49] Şirin, C., “Yapılarda Oluşan Biçimleri ve Nedenleri ve Yapıların Onarım ve Güçlendirilmesi Teknikleri ile Bir Yapının Güçlendirilmesi”, Yüksek Lisans, *İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü*, İstanbul, (2006).
- [50] Celep, Z., Kumbasar, N., “Deprem Mühendisliğine Giriş ve Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımı”, İstanbul: Beta Dağıtım, (2004).
- [51] Tarakçı, U., “Mevcut Yapıların İncelenmesi ve Dolgu Duvar Takviyesi ile Güçlendirilmesi”, Yüksek Lisans, *Pamukkale Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü*, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Denizli, (2006)
- [52] TS EN 12350 - 1, “*Beton Taze Beton Deneyleri - Bölüm 1: Numune Alma*”, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara, (2000).
- [53] TS 138 EN 10002 - 1, “*Metalik Malzemeler - Çekme Deneyi - Bölüm 1: Ortam Sıcaklığında Deney Metodu*”, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara, (2000).
- [54] Kol, F., “Türk Deprem Yönetmeliğinde Verilen Hasar Sınırlarının Kolonlar Üzerinde Deneysel İncelenmesi”, Yüksek Lisans, *Balıkesir Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü*, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Balıkesir, (2015).
- [55] Göker, K. A., “Betonaarme Kolonların Deprem Performansını Etkileyen Parametrelerin Araştırılması”, Yüksek Lisans, *Balıkesir Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü*, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Balıkesir, (2017).
- [56] Elçi, H., Göker, K. A., “Comparison of Earthquake Codes (TEC 2007 and TBEC 2018) In Terms of Seismic Performance of RC Columns”, *International Journal of Scientific and Technological Research*, Vol 4(6), 9-21, (2018).